



سرا 

پاسخنامه تشریحی

آزمون ورود به حرفه دی ۱۴۰۱

عمران - محاسبات

بر اساس دفترچه B آزمون

تهیه شده توسط: اعضای هیات علمی موسسه سرا

دکتر مسعود حسین زاده اصل

عضو هیات علمی دانشگاه
عضو کارگروه تدوین ویرایش پنجم استاندارد ۲۸۰۰
مدرس دوره‌های تخصصی آموزشی در زمینه طراحی سازه



دکتر امیرحسین خلوتی

عضو هیات علمی دانشگاه
عضو کارگروه تدوین ویرایش پنجم استاندارد ۲۸۰۰
بالغ بر ۲۶ سال فعالیت آموزشی و حرفه‌ای
در پروژه‌های طراحی و بهسازی لرزه‌ای



دکتر حسین امام جمعه

دکترای زلزله از پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
مدرس دانشگاه و طراح سازه



دکتر میلاد تاج دینی

عضو بنیاد ملی نخبگان
دستیار ویژه معاونت فنی عمرانی شهرداری تهران
بازرس گود و ژئوتکنیک نظام مهندسی استان تهران



با تدریس انحصاری در موسسه سرا

و همکاران تیم آموزش و تولید محتوای سرا

- مهندس سحر کریم خانی
- مهندس محمد سعید باباخانی
- مهندس محمد یگانه
- مهندس سعید آقاجانی
- مهندس عباس پورحسنقلی
- مهندس علیرضا کروب‌بی

طراحی گرافیک: امیر حبیبی

مرکز نشر و آموزش‌های تخصصی صنعت ساختمان

برگزارکننده دوره‌های آمادگی آزمون‌های ورود به حرفه و کارشناسی رسمی

بالاترین آمار قبولی آزمون‌های حرفه‌ای



با سابقه‌ترین اساتید مجرب



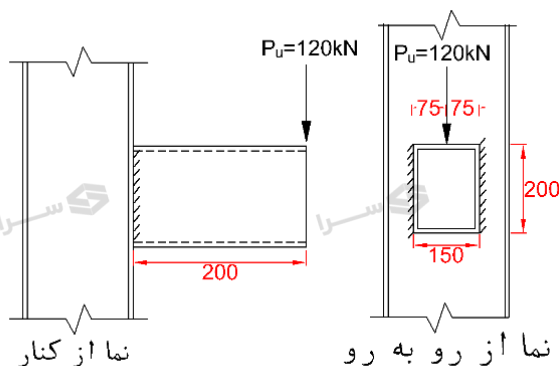
قطب محاسبات سازه کشور



ناشر کتب و نرم افزار تخصصی



۱- در اتصال شکل زیر در صورتی که مقاومت طراحی جوش گوشه در واحد سطح مقطع مؤثر برابر 220 MPa باشد، اندازه حداقل ساق جوش محاسباتی قابل قبول به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ فلز پایه از مقاومت کافی برخوردار است و کنترل‌کننده طراحی نمی‌باشد و تمامی ضوابط جوش رعایت شده است. ابعاد روی شکل به میلی‌متر هستند. از برگشت جوش‌های گوشه در انتهای جوش صرف نظر شود.



۱) 12 mm

۲) 14 mm

۳) 10 mm

۴) 16 mm

پاسخ صحیح سوال:

(سطح سوال با توجه به تکراری بودن آن آسان)

$$\left. \begin{aligned} M &= P_u L = 120 \times 0.2 = 24 \text{ kN.m} \\ V &= P_u = 120 \text{ kN} \end{aligned} \right\}$$

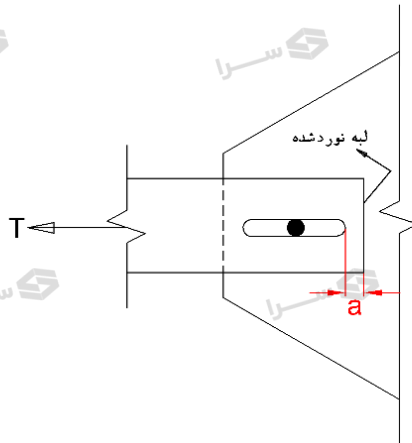
$$f_w = \sqrt{\left(\frac{Mc}{I}\right)^2 + \left(\frac{V}{A}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{24 \times 10^6 \times 100}{2 \left(\frac{t_e \times 200^3}{12}\right)}\right)^2 + \left(\frac{120000}{2(t_e \times 200)}\right)^2} = \frac{1824}{t}$$

$$< 220 \text{ MPa} \rightarrow t_e \geq 8.29 \text{ mm}$$

$$\rightarrow a = \frac{t_e}{0.707} \rightarrow a \geq 11.7 \text{ mm}$$

گزینه «۱» صحیح است.

۲- برای اتصال یک تسمه فولادی که تحت نیروی کششی T قرار دارد به صفحه زیرین از پیچ M24 استفاده شده است و سوراخ لوبیایی بلند (با حداکثر ابعاد مجاز) مطابق شکل ایجاد شده است. حداقل فاصله قابل قبول a روی شکل به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



60 mm (۱)

20 mm (۲)

40 mm (۳)

30 mm (۴)

پاسخ صحیح سوال:

(سطح سوال با توجه به جدید بودن آن، متوسط)

با توجه به اینکه در شکل لبه ورق نورد شده می باشد، فاصله مرکز سوراخ استاندارد طبق جدول اول در شکل زیر برابر $1.75d$ می باشد و از طرفی به جهت اینکه سوراخ لوبیایی می باشد و در راستای عمود بر لبه ورق قرار گرفته است، باید به مقدار فوق مقدار $0.75d$ افزوده شود:

$$\text{فاصله لبه تا مرکز سوراخ} = 1.75d + 0.75d = 2.5d = 60 \text{ mm}$$

طول سوراخ لوبیایی بلند طبق جدول ۱۰-۲-۹-۸ برای بولت M24 برابر 60mm می باشد بنابراین فاصله لبه سوراخ از لبه برابر است با:

$$a = 60 \text{ mm} - \frac{60}{2} = 30 \text{ mm}$$

۲-۹-۲-۱۰ مشخصات و فواصل سوراخ‌ها در اتصالات پیچی

ت) حداقل فاصله سوراخ‌ها تا لبه در اتصالات پیچی

فاصله مرکز سوراخ‌های استاندارد تا لبه قطعه متصل شونده نباید از مقادیر داده شده در جدول ۸-۹-۲-۱۰ کمتر باشد. برای سوراخ‌های بزرگ‌شده و سوراخ‌های لوبیایی فاصله مرکز سوراخ تا لبه نباید از آنچه که برای سوراخ استاندارد تعیین شده به اضافه مقدار C مربوطه از جدول ۹-۹-۲-۱۰ کمتر شود.

جدول ۸-۹-۲-۱۰ حداقل فاصله مرکز سوراخ استاندارد تا لبه در هر راستا

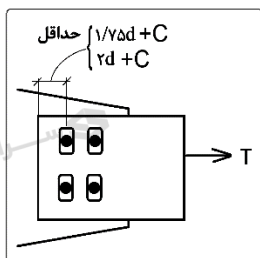
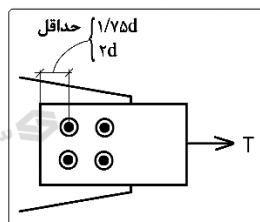
لبه بریده شده با قیچی (گیوتین)	لبه نورد شده ورق- نیمرخ، تسمه و نیز لبه بریده شده با شعله اتوماتیک یا اره
$2d$	$1/2d$

d = قطر اسمی پیچ

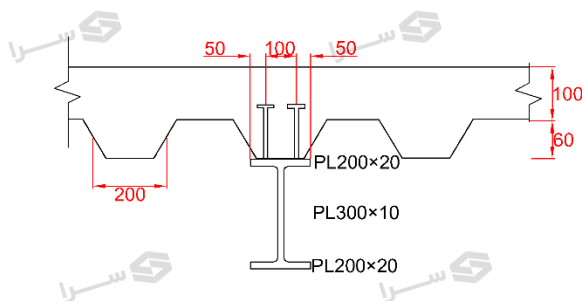
جدول ۹-۹-۲-۱۰ مقادیر افزایش حداقل فاصله سوراخ تا لبه (C)

سوراخ بزرگ‌شده (mm)	سوراخ لوبیایی (mm)	
	عمود بر امتداد لبه	
	لوبیایی بلند	لوبیایی کوتاه
۳ mm	۵ mm	$0/75 d$

گزینه «۴» صحیح است.



۳- در تیر با مقطع مختلط شکل زیر مقاومت برشی اسمی هر یک از گل‌میخ‌ها به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن معمولی و از رده C30، فولاد مقطع تیر از نوع S235، تنش کشش نهایی گل‌میخ‌ها 500 MPa، جرم مخصوص بتن 2500 kg/m^3 و قطر گل‌میخ‌ها 19 میلی‌متر فرض شود. در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



75 kN (۱)

133 kN (۲)

150 kN (۳)

106 kN (۴)

پاسخ صحیح سوال:

(سطح سوال آسان)

$$Q_n = \min \left\{ \frac{0.5 A_{sa} \sqrt{f_c E_c}}{R_g R_p A_{sa} F_u} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.5 \left(\frac{\pi \times 19^4}{4} \right) \sqrt{30 \times 4700 \sqrt{30}} \\ 1 \times 0.75 \times \left(\frac{\pi \times 19^4}{4} \right) \times 500 \end{array} \right\}$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} 124 \text{ kN} \\ 106 \text{ kN} \end{array} \right\} = 106 \text{ kN}$$

۱۰-۲-۸-۲ برشگیرهای تیرهای با مقطع مختلط

الف) مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع گل‌میخ

مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع گل‌میخ که بر بال فوقانی تیر فولادی متصل شده و در داخل دال بتنی قرار می‌گیرند، باید از رابطه زیر تعیین شود.

$$Q_n = 0.5 A_{sa} \sqrt{f_c E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u \quad (10-2-8-33)$$

A_{sa} = سطح مقطع گل‌میخ

E_c = مدول الاستیسیته بتن

f_c = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن

F_u = تنش کششی نهایی حداقل مصالح گل‌میخ

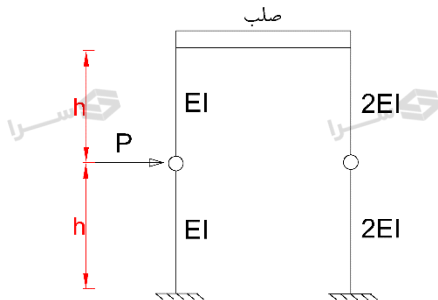
R_g و R_p = ضرایب اصلاحی طبق جدول ۱۰-۲-۸-۱

جدول ۱۰-۲-۸-۱ مقادیر R_p و R_g

R_p	R_g	حالت	
۰/۷۵	۱	۱. مقاطع مختلط بدون استفاده از ورق‌های فولادی شکل داده شده	
۰/۷۵	۱	$w_r/h_r \geq 1/5$	کنگره‌ها موازی با محور تیر فولادی
۰/۷۵	۰/۸۵	$w_r/h_r < 1/5$	
۰/۶	۱	تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر مساوی ۱	۲. مقاطع مختلط با استفاده از ورق‌های فولادی شکل داده شده
۰/۶	۰/۸۵	تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر مساوی ۲	
۰/۶	۰/۷	تعداد گل‌میخ در یک کنگره در محل تقاطع با تیر مساوی یا بزرگتر از ۳	

گزینه «۴» صحیح است.

۴- در قاب شکل زیر اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی اعضا صرف نظر شود، حداکثر جابجایی افقی در تراز طبقه به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



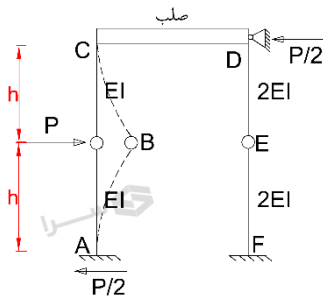
$$\frac{Ph^3}{9EI} \quad (۱)$$

$$\frac{2Ph^3}{9EI} \quad (۲)$$

$$\frac{3Ph^3}{9EI} \quad (۳)$$

$$\frac{4Ph^3}{9EI} \quad (۴)$$

پاسخ صحیح سوال:

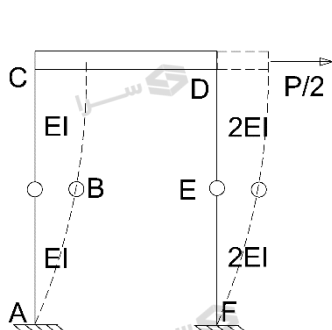


اگر گره جابجایی افقی عضو صلب CD را ببندیم

انحنای AB, BC مانند دو فنر موازی با سختی

$$\frac{3EI}{h^3}$$

اضافه شده و تکیه گاه A برابر با $P/2$ خواهد بود.



حال اگر نیروی $P/2$ را برعکس به سازه وارد نماییم.

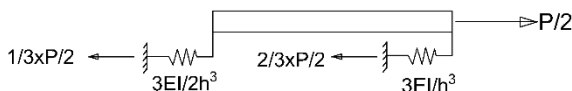
اعضای AB و BC سری و اعضای DE و EF با هم سری

خواهند بود.

$$K_{Df} = \frac{S(2EI)}{\frac{h^3}{2}} = \frac{3EI}{h^3}$$

$$K_{Ac} = \frac{3(EI/h^3)}{2} = \frac{3EI}{2h^3}$$

حال فنرهای DF و AC به علت جابجایی برابر با هم موازی می‌باشند.



$$K_e = (3/2 + 3) \frac{EI}{h^3} = \frac{9EI}{2h^3}$$

$$\Delta_D = \frac{P/2}{K_e} = \frac{P/2}{9/2 \frac{EI}{h^3}} = \frac{1}{9} \frac{Ph^3}{EI} \quad (\text{جابجایی در تراز طبقه})$$

لازم به ذکر است جابجایی در نقاط E, B به صورت زیر خواهد بود و اگر منظور طراح از تراز طبقه ارتفاع h باشد پاسخ ماکزیمم $\frac{2Ph^3}{9EI}$ خواهد بود.

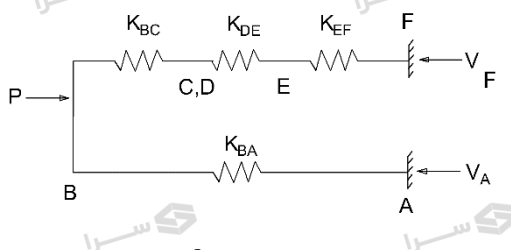
$$\Delta_B = \frac{P}{2 \left(\frac{3EI}{h^3} \right)} + \frac{P/6}{3EI/h^3} = \frac{2Ph^3}{9EI}$$

$$\Delta_E = 0 + \frac{P/3}{3 \left(\frac{2EI}{h^3} \right)} = \frac{Ph^3}{18EI}$$

روش دوم: اعضای BC و DE و EF با هم سری و فنرهای آنها با فنر AB موازی می‌باشد. در نتیجه

$$1/K_{BF} = \frac{1}{\frac{3EI}{h^3}} + \frac{1}{3 \left(\frac{2EI}{h^3} \right)} + \frac{1}{3 \left(\frac{2EI}{h^3} \right)} \Rightarrow K_{BF} = \frac{3EI}{2h^3}$$

$$K_{BA} = \frac{3EI}{h^3}$$



$$K_e = (3 + 3/2) \frac{EI}{h^3} = \frac{9}{2} \frac{EI}{h^3} \Rightarrow \Delta_B = \frac{P}{9/2 \frac{EI}{h^3}} = \frac{2Ph^3}{9EI}$$

$$V_F = \frac{3/2 \frac{EI}{h^3}}{\frac{3EI}{h^3} + 3/2 \frac{EI}{h^3}} \times P = P/3$$

$$K_{DF} = 1/2 \times \frac{3(2EI)}{h^3} = \frac{3EI}{h^3} \rightarrow$$

$$\Delta_D = \frac{P/3}{3EI/h^3} = \frac{Ph^3}{9EI}$$

گزینه «۱» صحیح است.



سرا

سرا، قطب محاسبات سازه کشور

دوره‌های آمادگی آزمون ورود به حرفه محاسبات

با تدریس دکتر خلوتی، دکتر حسین زاده اصل، دکتر تاج دینی، مهندس صهری

آنلاین حضوری

مرکز مشاوره و آمادگی های
تخصصی صنعت ساختمان



۰۲۱-۲۲۶۳۸۷۱۳
۰۲۱-۲۲۶۳۸۷۱۴



کلیک کنید



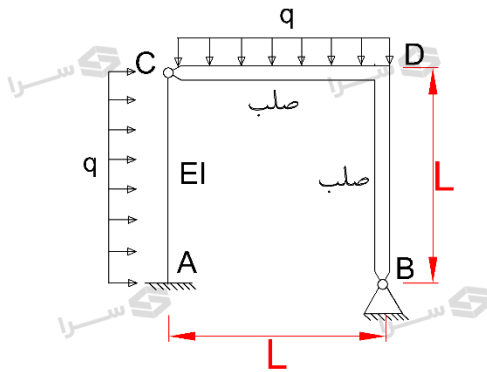
OmranSara.ir



AzmoonSara.org

سرا الگوی برتر آموزش های حرفه ای در صنعت ساختمان

۵- مطابق شکل زیر به یک ستون طره‌ای یک میله صلب L شکل متصل شده است. اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی ستون و نیز از آثار مرتبه دوم صرف نظر شود. عکس العمل قائم تکیه گاه A به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



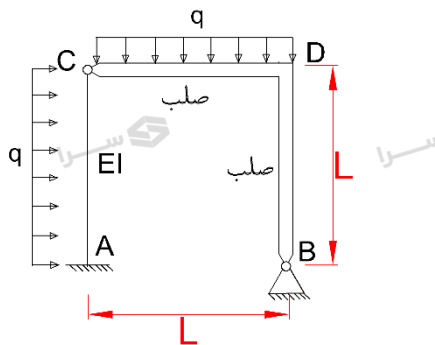
$$\frac{1}{2} qL \quad (۱)$$

$$\frac{3}{8} qL \quad (۲)$$

$$\frac{1}{8} qL \quad (۳)$$

$$\frac{5}{8} qL \quad (۴)$$

پاسخ صحیح سوال:



سازه یک درجه نامعین می باشد ولی با توجه

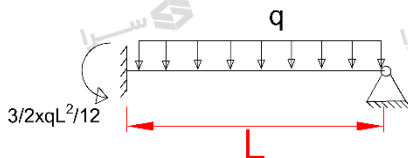
به صلب بودن عضو CDB جابجایی افقی

گره C نیز صفر خواهد بود در نتیجه برای

عضو AC با توجه به لنگر انتهای گیرداری

عضو یک سر مفصل که 1.5 برابر لنگر انتهای

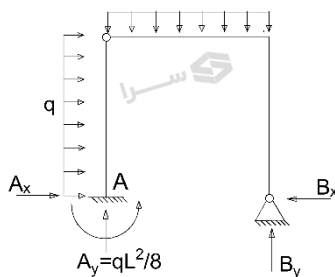
گیرداری است، می توان نوشت:



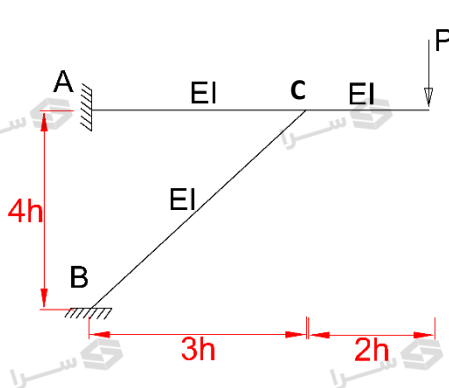
$$\sum M_B = 0 \Rightarrow \frac{ql^2}{2} - \frac{ql^2}{2} + \frac{ql^2}{8} - A_y l = 0$$

$$A_y = \frac{ql}{8}$$

گزینه «۳» صحیح است.



۶- در سازه شکل زیر اگر از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی اعضا صرف نظر شود، مقدار لنگر خمشی در تکیه گاه B به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



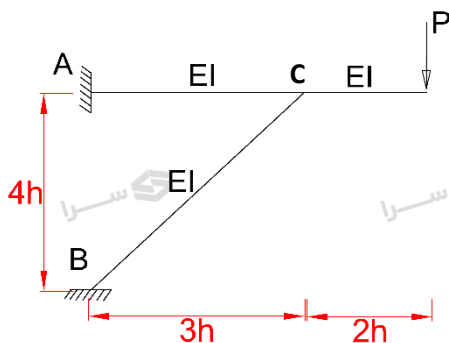
(۱) $\frac{3}{8}Ph$

(۲) $\frac{3}{4}Ph$

(۳) $\frac{5}{2}Ph$

(۴) $\frac{5}{4}Ph$

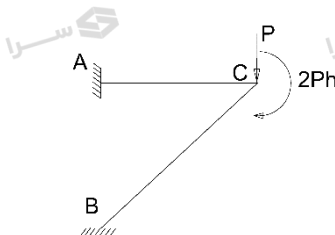
پاسخ صحیح سوال:



با توجه به عدم وجود درجه آزادی انتقالی در بخش ABC، جابجایی گره C صفر می باشد و لنگر وارد شده به گره C به نسبت سختی اعضای AC و CB تقسیم می شود و لنگر انتهای دور نیز $\frac{1}{2}$ لنگر انتهای نزدیک می باشد.

لازم به ذکر است که نیروی عمودی P منتقل شده به گره C فقط نیروی محوری در اعضای AC و BC ایجاد می کند و هیچگونه خمشی در این اعضا ایجاد نمی کند.

$$\left. \begin{aligned} K_{AC} &= \frac{4EI}{(3h)} \\ K_{CB} &= \frac{4EI}{(5h)} \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_{CB} = \frac{K_{CB}}{K_{CB} + K_{CA}} \times P(2h) = \frac{4/5}{4/3 + 4/5} (2Ph)$$



$$M_{CB} = 3/8 \times 2Ph = \frac{3}{4}Ph$$

$$M_{BC} = 1/2 M_{CB} = \frac{3}{8}Ph$$

گزینه «۱» صحیح است.

۷- در یک بیمارستان 8 طبقه از روی تراز پایه از نوع قاب خمشی فولادی ویژه، زمان تناوب اصلی تجربی برابر 0.8 ثانیه و زمان تناوب اصلی تحلیلی برابر 1.2 ثانیه محاسبه شده است. برای محاسبه مقدار تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، حداکثر زمان تناوب اصلی قابل قبول برای تعیین برش پایه به روش استاتیکی معادل این ساختمان مطابق کدام یک از گزینه‌های زیر است؟ فرض کنید جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمی‌کنند.

(۲) 0.8 ثانیه

(۱) 1.0 ثانیه

(۴) 1.1 ثانیه

(۳) 1.2 ثانیه

پاسخ صحیح سوال:

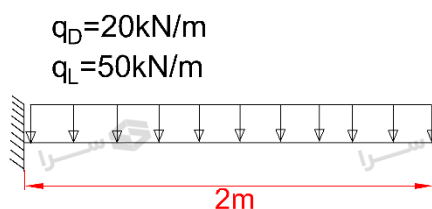
با استناد به بند ۳-۵-۳ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم در ساختمان با اهمیت بسیار زیاد محدودیت تبصره بند ۳-۳-۳-۱ در محاسبه تغییر مکان جانبی نسبی طبقات باید رعایت کرد.

$$T_{\text{قابل قبول}} = \text{Min} \{1.25 T_{\text{تجربی}}, T_{\text{تحلیل}}\}$$

$$= \text{Min} \{1.25 \times 0.8, 1.2\} = 1$$

گزینه «۱» صحیح است.

۸- تیر طره‌ای شکل زیر مربوط به یک ساختمان تجاری سه طبقه به ارتفاع کل ۱۱ متر از تراز پایه (با محل تجمع کمتر از ۳۰۰ نفر در زیر یک سقف) در شهر آبادان با سیستم از نوع قاب خمشی فولادی معمولی است. با در نظر گرفتن نیروی قائم ناشی از زلزله، در طراحی به روش LRFD، این تیر باید حداقل برای چه لنگر خمشی منفی طراحی شود؟ فضای روی تیر طره محل اجتماع عمومی فرض شود.



۱) 104 kN.m

۲) 177.4 kN.m

۳) 208 kN.m

۴) 88.7 kN.m

پاسخ صحیح سوال:

چون لنگر طراحی مدنظر می‌باشد باید ترکیب بارهای محتمل در روش LRFD که در بند ۲-۳-۲-۶ از میبحث ششم مقررات ملی ویرایش ۱۳۹۸ ذکر شده است در نظر بگیریم. (ترکیب‌های ۱، ۲ و ۳ مدنظر می‌باشند).

$$1.4D, \quad 1.2D + 1.6L, \quad 1.2D + L + E$$

ضمناً چون لنگر منفی مدنظر است باید بارها من جمله زلزله رو به پایین منظور شوند که لنگر منفی در تکیه‌گاه ایجاد شود. ابتدا مولفه قائم زلزله را محاسبه می‌کنیم.

$$F_V = 0.6AIW_p$$

$$A = 0.2 \text{ شهر آبادان}$$

$$I = 1 \text{ تجاری (کمتر از ۳۰۰ نفر)}$$

$$W_p = D + L = 20 + 50 = 70 \text{ kN/m}$$

$$F_V = 0.6 \times 0.2 \times 1 \times 70 = 8.4 \text{ kN/m}$$

$$q_1 = 1.4 \times 20 = 28 \text{ kN/m} \text{ ترکیب بار اول}$$

$$q_2 = 1.2 \times 20 + 1.6 \times 50 = 104 \text{ kN/m} \text{ ترکیب بار دوم}$$

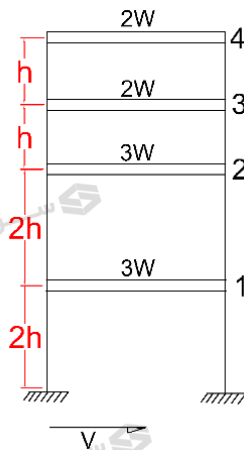
$$q_3 = 1.2 \times 20 + 50 + 8.4 = 82.8 \text{ kN/m}$$

در میان سه حالت فوق ترکیب بار دوم که اتفاقاً شامل زلزله نمی شود بحرانی تر است. لنگر تکیه گاه
 طره با بار گسترده یکنواخت $\frac{ql^2}{2}$ می باشد. پس:

$$M^- = 104 \times \frac{2^2}{2} = 208 \text{ kN/m}$$

گزینه (۳) صحیح است.

۹- در یک ساختمان 4 طبقه از نوع قاب خمشی فولادی ویژه مقدار ضریب زلزله در تحلیل به روش استاتیکی معادل برابر 0.2 و زمان تناوب اصلی نوسان آن برابر 0.4 ثانیه محاسبه شده است. اگر ارتفاع طبقات و وزن مؤثر لرزه‌ای آن‌ها مطابق شکل زیر باشد، برای طراحی دیافراگم طبقه اول (۱)، نیروی جانبی این تراز (بدون توجه به ضریب اضافه مقاومت) باید مطابق کدام یک از گزینه‌های زیر باشد؟ ساختمان در شهر تهران واقع بوده و کاربری آن مسکونی فرض شود.



(۱) 0.53W

(۲) 0.6W

(۳) 0.3W

(۴) 1.05W

پاسخ صحیح سوال:

با استناد به بند ۳-۸-۳ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم نیروی طراحی دیافراگم هر طبقه که البته با نیروی جانبی طبقات اختلاف دارد از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$F_{P_i} = \frac{\sum_i^n (F_j)}{\sum_i^n (W_j)} \times \omega_i$$

ω_i در صورت، وزن دیافراگم و اجزای متصل به آن در تراز i است که در صورت سؤال به این مسئله اشاره نشده است. لذا فرض می‌کنیم این دو با هم برابر باشند. (وزن نصف اجزای بالای تراز i و پایین آن در وزن طبقه دیده می‌شود ولی در وزن دیافراگم لحاظ نمی‌شود).

$$F_{P_1} = \frac{F_1 + F_2 + F_3 + F_4}{W_1 + W_2 + W_3 + W_4} \times \omega_1 = \frac{V}{10w} \times 3w = 0.3V$$

صورت کسر فوق همان برش پایه می‌باشد زیرا مجموع تمام نیروهای بالای طبقه اول است.

$$V = C \cdot W_{کل} = 0.2 \times 10w = 2w \rightarrow F_{P_1} = 0.3 \times 2W = 0.6W$$

حال باید با مقادیر حداقل و حداکثر کنترل شود.

$$A = 0.35 \text{ تهران}$$

$$I = 1 \text{ مسکونی}$$

$$F_{p_{min}} = 0.5AIW = 0.5 \times 0.35 \times 1 \times 3w = 0.525w$$

$$F_{p_{max}} = AIW = 0.35 \times 1 \times 3w = 1.05w$$

$$0.525w < F_p = 0.6w < 1.05w \rightarrow \text{قابل قبول است}$$

گزینه (۲) صحیح است.

۱۰- در محاسبه یک ساختمان کاملاً منظم، برش پایه به روش استاتیکی معادل برابر 400×10^3 kN، برش پایه حداقل در روش استاتیکی معادل برابر 330×10^3 kN و برش پایه ناشی از تحلیل طیفی برابر 360×10^3 kN به دست آمده است. برای طراحی این ساختمان به روش طیفی، ضریب اصلاح مقادیر بازتاب‌ها، حداقل چقدر باید در نظر گرفته شود؟ نزدیک‌ترین گزینه به پاسخ را انتخاب نمایید.

۱.20 (۲)

0.94 (۱)

1.00 (۴)

1.11 (۳)

پاسخ صحیح سوال:

با استناد به بند ۳-۴-۱ از استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم چون سازه منظم است و برش تحلیل طیفی کمتر از استاتیکی است باید برش پایه تحلیل طیفی به شرح زیر افزایش داده شود و بازتاب‌های سازه به همان نسبت اصلاح شوند.

$$\text{ضریب اصلاح} = 0.85 \frac{V_{st}}{V_{dyn}} \geq 1$$

$$= 0.85 \times \frac{400 \times 10^3}{360 \times 10^3} = 0.94 \rightarrow \text{پس ضریب ۱ انتخاب می‌شود}$$

برش پایه اصلاح شده هیچ‌گاه نباید از برش پایه اولیه تحلیل طیفی کمتر باشد لذا ضریب کمتر از یک قابل قبول نمی‌باشد.

گزینه (۴) صحیح است.

۱۱- در آخرین طبقه یک ساختمان فولادی 10 طبقه مسکونی از روی تراز پایه، واقع در شهر تهران به ارتفاع هر طبقه برابر 4 متر، یک دیوار داخلی با مصالح بنایی غیرمسلح که به سازه اصلی متکی بوده ولی در تحمل بار جانبی به آن کمک نمی‌کند، به وزن کل W مفروض است. در تحلیل به روش استاتیکی معادل مقدار نیروی جانبی زلزله در حد مقاومت، وارد بر این دیوار به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ نوع خاک II فرض شود. همچنین خدمت‌رسانی این دیوار برای تأمین عملکرد ایمنی جانی پس از زلزله لازم نیست.

۱) $0.38 W$

۲) $0.58 W$

۳) $0.48 W$

۴) $0.68 W$

پاسخ صحیح سوال:

دیوار داخلی مذکور در صورت سؤال در گروه اجزای غیرسازه‌ای معماری قرار می‌گیرد که طبق رابطه (۴-۱) از استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم نیروی جانبی زلزله وارد بر آن به شرح زیر محاسبه می‌شود.

$$V_{P_u} = \frac{0.4a_p A(1+S)w_p I_p}{R_{P_u}} \left(1 + 2 \frac{Z}{H}\right)$$

$a_p = 1$, $R_{P_u} = 1.5$: جدول ۴-۱ ردیف ۱

$A = 0.35$: تهران

$S = 1.5$: زمین تیپ II

$I_p = 1$: در ایمنی جانی تأثیری ندارد

دیوار در طبقه دهم است $Z = 9 \times 4^m + 2^m = 38^m$

$H = 10 \times 4 = 40^m$

$$V_{P_u} = \frac{0.4 \times 1 \times 0.35 \times (1 + 1.5) \times W \times 1}{1.5} \times \left(1 + 2 \times \frac{38}{40}\right) = 0.68w$$

کنترل مقادیر حداقل و حداکثر نیروی زلزله دیوار:

$$V_{P_{umin}} = 0.3A(1 + S)I_P W_P = 0.3 \times 0.35 \times (1 + 1.5) \times 1 \times w = 0.26w$$

$$V_{P_{umax}} = 5.33V_{P_{umin}} = 5.33 \times 0.26w = 1.4w$$

نیروی محاسبه شده در محدوده قابل قبول است.

گزینه (۴) صحیح است.



دوره های آمادگی آزمون نظارت و اجرای عمران و معماری

بر اساس آخرین ویرایش مباحث مقررات ملی ساختمان

اساتید برجسته گروه آموزشی دکتر خلوتی

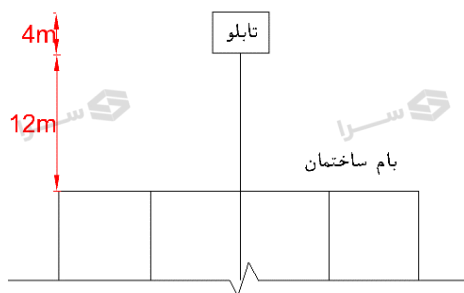
آنلاین

مرکز مشاوره آموزش های
تخصصی صنعت ساختمان
۰۲۱-۲۲۶۳۸۷۱۳
۰۲۱-۲۲۶۳۸۷۱۴



کلیک کنید

۱۲- در پشت‌بام یک ساختمان اداری 10 طبقه از روی تراز پایه واقع در شهر تبریز به ارتفاع هر طبقه برابر 4 متر، مطابق شکل زیر یک تابلوی تبلیغاتی به وزن کل به همراه محتویات در زمان بهره‌برداری برابر W (کمتر از 25 درصد وزن کل سازه) مفروض است. در تحلیل به روش استاتیکی معادل مقدار نیروی جانبی زلزله وارد بر تابلو به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ نوع خاک محل احداث ساختمان II بوده و خدمت‌رسانی تابلو برای تأمین عملکرد جانی پس از زلزله الزامی نیست. همچنین فرض نمائید محاسبه تابلو به‌طور غیرهم‌زمان با سازه نگهدارنده مجاز است.



(۱) $1.4 W$

(۲) $0.75 W$

(۳) $1.05 W$

(۴) $0.42 W$

پاسخ صحیح سوال:

چون وزن تابلو از ۲۵ درصد وزن کل سازه کمتر است یک جزء غیرسازه‌ای محسوب می‌شود و مشابه سؤال ۱۱ از همان رابطه نیروی جانبی زلزله محاسبه می‌گردد.

$a_p = 2.5$, $R_{p_u} = 2.5$: جدول ۴-۱ ردیف ۱۱

$A = 0.35$: تبریز

$S = 1.5$: زمین نوع II

$I_p = 1$: در ایمنی جانی تاثیری ندارد

$Z = H \rightarrow 1 + 2 \frac{Z}{H} = 3$: روی بام قرار گرفته است

برای قطعات روی بام سازه $Z=H$ فرض می‌شود.

$$V_{p_u} = \frac{0.4 \times 2.5 \times 0.35 \times (1 + 1.5) \times w \times 1}{2.5} \times 3 = 1.05w$$

کنترل مقادیر حداقل و حداکثر نیروی جانبی:

$$V_{P_{u\min}} = 0.3 \times 0.35 \times (1 + 1.5) \times 1 \times w = 0.26w$$

$$V_{P_{u\max}} = 5.33 \times 0.26w = 1.4w$$

نیروی محاسبه شده در محدوده قابل قبول است.

گزینه «۳» صحیح است.

۱۳- در یک ساختمان کاملاً منظم که در آن تغییر مکان جانبی ناشی از بارهای ثقیلی برابر صفر است، برای جلوگیری از آسیب به اجزاء غیرسازه‌ای، حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در برابر باد سطح طراحی (W) چقدر می‌تواند باشد؟ در جواب‌ها h ارتفاع طبقه موردنظر بوده و نزدیک‌ترین گزینه به پاسخ را انتخاب نمایید.

(۱) $0.0031 h$

(۲) $0.0039 h$

(۳) $0.0050 h$

(۴) $0.0025 h$

پاسخ صحیح سوال:

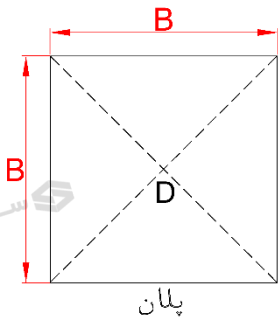
با استناد به بند ۶-۱۰-۱۴-۲ از مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۸ حداکثر تغییر مکان نسبی مجاز در باد سطح بهره‌برداری $0.0025h$ می‌باشد ولیکن در صورت سؤال در تراز باد طراحی خواسته شده است. لذا باید نسبت فشار باد طراحی به بهره‌برداری را محاسبه نمود و به همان نسبت حد مجاز تغییر مکان را افزایش داد.

$$\frac{\text{نیروی باد طراحی}}{\text{نیروی باد بهره‌برداری}} = \frac{\text{فشار باد طراحی}}{\text{فشار باد بهره‌برداری}} = \left(\frac{\text{سرعت باد طراحی}}{\text{سرعت باد بهره‌برداری}} \right)^2 = \left(\frac{V}{0.8V} \right)^2 = 1.5625$$

$$\rightarrow 0.0025h \times (1.5625) = 0.0039 h$$

گزینه «۲» صحیح است.

۱۴- در یک ساختمان منظم با پلان مربعی شکل و یکسان در تمامی طبقات با بام تخت و ارتفاع بیش از ۲۰ متر از روی سطح زمین، در کل ارتفاع مقدار فشار در واحد سطح، یکسان و در جهت رو به باد برابر P_w و فشار (مکش) در جهت پشت به باد برابر P_L است. اگر ارتفاع ساختمان برابر H و مرکز سختی درست در مرکز پلان باشد، تحت اثر باد حداکثر لنگر پیچشی محتمل در پای ساختمان نسبت به نقطه D به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



$$0.093(P_w + P_L)B^2H \quad (۱)$$

$$0.125(P_w + P_L)B^2H \quad (۲)$$

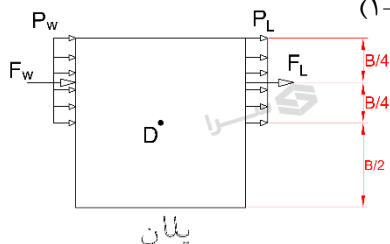
$$0.047(P_w + P_L)B^2H \quad (۳)$$

$$0.038(P_w + P_L)B^2H \quad (۴)$$

پاسخ صحیح سوال:

با استناد به بند ۶-۱۰-۱۳ از مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۸ در ساختمانهای بلندمرتبه با ارتفاع بیش از ۲۰ متر بارگذاری بخشی برای محاسبه پیچش باید انجام شود. وزش باد قطری یا به صورت همزمان در هر دو امتداد خصوصاً اگر به طور کامل به تمام سطح بادخور برخورد نکند و بخشی از آن را در برگیرد می تواند پیچش و اثرات مضاعف در اعضا ایجاد نماید.

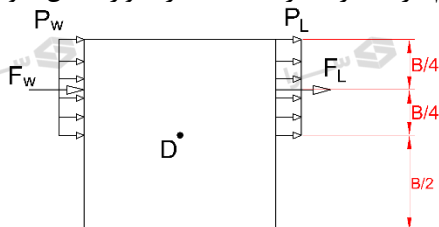
دوران سازه در پلان حول مرکز سختی آن صورت می پذیرد. پس در پلان مربع شکل صورت سؤال بار گسترده باد رو به باد (P_w) و پشت به باد (P_L) را باید طوری در نظر بگیریم که بیشترین پیچش حول نقطه D (مرکز سختی یا مرکز دوران) ایجاد شود. اگر این بارهای گسترده در تمام عرض دیوار یکنواخت اعمال شوند عملاً پیچشی ایجاد نمی کنند. (شکل ۱-)



(شکل ۱-)

پس حالت های الف و پ در شکل های صفحه ۹۷ مبحث ششم عملاً در ایجاد پیچش اضافی برای پلان مربعی و متقارن صورت سؤال که مرکز سختی آن وسط است تأثیری ندارد. از میان حالت های (ب)

و (ت) حالت (ب) بحرانی تر است زیرا شدت بار گسترده بیشتر از حالت (ت) می باشد. ضمناً بیشترین مقدار پیچش زمانی ایجاد می شود که P_L یا P_W در نصف وجه بادخور اعمال شوند و نیمه دیگر خالی باشد. این فاصله در شکل صفحه ۹۷ مشخص نشده است زیرا بستگی به موقعیت مرکز سختی دارد که اینجا چون در وسط است نتیجه می گیریم بار گسترده در یک نیمه از دیوار اعمال شود بحرانی تر می شود.



پلان

F_L و F_W برابند نیروهای رو به باد و پشت به باد هستند که در وسط بار مستطیلی اعمال می شوند و از مرکز سختی $\frac{B}{4}$ فاصله دارند:

$$\sum M_D = F_W \times \frac{B}{4} + F_L \times \frac{B}{4} = (F_W + F_L) \times \frac{B}{4}$$

$$F_W = P_W \times A = P_W \times \frac{B}{2} \times H = \frac{P_W B H}{2}$$

$$F_L = P_L \times A = P_L \times \frac{B}{2} \times H = \frac{P_L B H}{2}$$

A: مساحت بادخور دیوار نمای ساختمان است که نصف سطح کل دیوار در نظر گرفته می شود.

$$\rightarrow M_D = \left[(P_W + P_L) \frac{B H}{2} \right] \times \frac{B}{4} = (P_W + P_L) \frac{B^2 H}{8} = 0.125 (P_W + P_L) B^2 H$$

گزینه «۲» صحیح است.

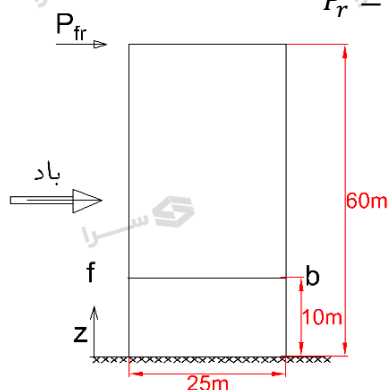
۱۵- نمای یک ساختمان با پلان مربع شکل به ابعاد 25×25 متر و ارتفاع 60 متر در ناحیه پر تراکم شهر تهران مطابق شکل زیر است. در صورتی که در تراز بام مقدار فشار باد خارجی طراحی سازه ساختمان به سمت رو به باد $P_b = 0.8 \text{ kN/m}^2$ باشد، مقادیر فشار باد خارجی طراحی سازه ساختمان در ارتفاع 10 متر از پای ساختمان به سمت رو به باد و پشت به باد به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

۱) $P_r = 0.65 \text{ kN/m}^2$, $P_b = -0.41 \text{ kN/m}^2$

۲) $P_r = 0.5 \text{ kN/m}^2$, $P_b = -0.31 \text{ kN/m}^2$

۳) $P_r = 0.5 \text{ kN/m}^2$, $P_b = -0.41 \text{ kN/m}^2$

۴) $P_r = 0.65 \text{ kN/m}^2$, $P_b = -0.31 \text{ kN/m}^2$



پاسخ صحیح سوال:

$$P = I_W \cdot q \cdot C_e \cdot C_t \cdot C_g \cdot C_d$$

$q = 0.47 \text{ kN/m}^2$: جدول صفحه ۱۰۰ → شهر تهران

(بند ۶-۱۰-۷) پستی و بلندی ندارد ۱ → C_t داخل شهر

(بند ۶-۱۰-۱۲) $C_d = 0.85$ → پلان مربع

* لازم به توضیح است عبارت ساختمانهای مشابه با مقطع مربع در حالت ۱- از بند ۶-۱۰-۱۲ ساختمانهای مشابه با دودکشها و منابع و مخازن از نظر شکل هندسی و خصوصیات آیرودینامیکی در ارتفاع می باشد که ساختمان سؤال فوق از آن تبعیت نمی کند.

(بند ۶-۱۰-۸-۱) $C_g = 2 \rightarrow$ طراحی سازه اصلی ملاک است

$$\frac{H}{D} = \frac{60}{25} = 2.4 > 1 \xrightarrow{\text{رو به باد}} C_p = 0.8 \quad (\text{شکل ۶-۱۰-۲})$$

$$C_e = 0.7 \left(\frac{z}{12} \right)^{0.3} \geq 0.7$$

ضریب اهمیت سازه در صورت سؤال مشخص نشده است. ابتدا با توجه به اطلاعات مساله و فشار تراز بام در وجه رو به باد مقدار I را بدست می‌آوریم.

$$C_{e_{\text{بام}}} = 0.7 \left(\frac{60}{12} \right)^{0.3} = 1.13 > 0.7$$

$$P_{\text{بام}} = 0.8 = I \times 0.47 \times 1.13 \times 1 \times 2 \times 0.8 \times 0.85 \rightarrow I = 1.1$$

حال با دانستن تمام ضرایب مقدار فشار باد در ارتفاع ۱۰ متری در وجوه رو به باد و پشت به باد محاسبه می‌گردد.

$$Z = 10^m \rightarrow C_e = 0.7 \left(\frac{10}{12} \right)^{0.3} = 0.66 < 0.7 \rightarrow C_e = 0.7$$

$$\Rightarrow P_f = 1.1 \times 0.47 \times 0.7 \times 1 \times 2 \times 0.8 \times 0.85 = 0.492 \approx 0.5 \text{ kN/m}^2$$

در وجه پشت باد صرفنظر از آن که چه ارتفاعی مدنظر است برای محاسبه C_e باید نصف ارتفاع کل منظور شود.

$$Z = \frac{H}{2} = \frac{60}{2} = 30 \rightarrow C_e = 0.7 \left(\frac{30}{12} \right)^{0.3} = 0.92$$

$$\frac{H}{D} = \frac{60}{25} = 2.4 > 1 \xrightarrow{\text{پشت به باد}} C_p = -0.5 \quad \text{شکل ۶-۱۰-۲}$$

$$\Rightarrow P_b = 1.1 \times 0.47 \times 0.92 \times 1 \times 2 \times 0.5 \times 0.85 = 0.41 \text{ kN/m}^2$$

گزینه «۳» صحیح است.

۱۶- یک عضو غیرسازه‌ای به وزن W متعلق به یک بیمارستان مستقر بر خاک نوع II در شهر یزد مفروض است. چنانچه مؤلفه قائم نیروی زلزله برابر 100 kN باشد، با فرض اینکه محتویات عضو در زمان بهره‌برداری 20 درصد وزن آن است، وزن آن بدون محتویات به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فرض کنید حفظ این عضو برای عملکرد بیمارستان لازم است.

(۱) 480 kN

(۲) 680 kN

(۳) 580 kN

(۴) 380 kN

پاسخ صحیح سوال:

مؤلفه قائم نیروی زلزله در اجزای غیرسازه‌ای از رابطه $(4-5)$ از بند ۴-۲-۲ از استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم محاسبه می‌شود.

$$F_p = 0.2A (1 + S) \times I_p \times w_p$$

$$A = 0.25 \text{ : یزد}$$

$$S = 1.5 \text{ : زمین نوع II}$$

$$I_p = 1.4 \text{ : حفظ عضو لازم است}$$

$$F_p = 0.2 \times 0.25(1 + 1.5) \times 1.4 \times w_p = 0.175w$$

$$F_p = 100 \text{ kN}$$

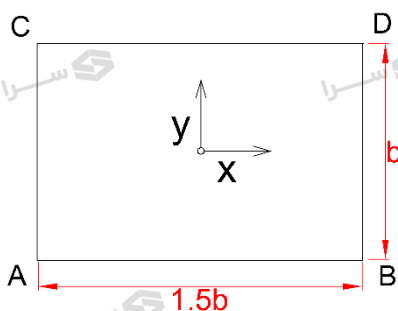
$$\Rightarrow 0.175w = 100 \rightarrow w = 571.43 \text{ kN}$$

اگر 20 درصد محتویات باشد پس 80 درصد وزن خالص آن عضو بدون محتویات خواهد بود.

$$0.8 \times 571.43 = 457.1 \text{ kN}$$

گزینه «۱» صحیح است.

۱۷- در شکل پلان مستطیلی یک سازه یک طبقه متعارف با دیافراگم صلب که مراکز سختی و جرم آن دقیقاً بر هم منطبق هستند، نشان داده شده است. در این سازه به طور محافظه کارانه اثر پیچش اتفاقی، ناشی از برون مرکزی 5 درصد، در نظر گرفته خواهد شد. تحلیل سازه نشان می دهد که تحت زلزله راستای x ، گره B به اندازه a و گره D به اندازه $\frac{2}{3}a$ در راستای x جابجا می شوند. چنانچه این سازه تحت نیروی زلزله راستای y تحلیل شود، اختلاف جابجایی گره های C و D در راستای y مطابق با کدامیک از گزینه های زیر خواهد بود؟ نیروی زلزله در هر دو راستا یکسان بوده و در هر دو راستا، اثر پیچش اتفاقی، ناشی از برون مرکزی 5 درصد، در نظر گرفته می شود.



- (۱) a
- (۲) $0.75a$
- (۳) $0.5a$
- (۴) $1.25a$

پاسخ صحیح سوال:

با توجه به فرض صلب بودن دیافراگم می توان گفت میزان زاویه چرخش کف به سختی دورانی (پیچشی) کف و میزان لنگر وارده بستگی دارد. یعنی به کمک رابطه $M = k \cdot \theta$ ابتدا لنگرهای ایجاد شده در هر یک از دو حالت اعمال نیروی V_x و V_y را محاسبه می کنیم و سپس با فرض ثابت بودن مقدار K که یک ویژگی ذاتی سازه است و ارتباطی به جهت اعمال نیرو ندارد رابطه بین θ_x و θ_y را محاسبه می کنیم.

$$\text{نیرو در جهت } x: \begin{cases} M_{tx} = V_x \cdot e_x = V_x(0.05b) = 0.05bV_x \\ M_{tx} = K \cdot \theta_x \end{cases}$$

$$\rightarrow K \cdot \theta_x = 0.05bV_x \rightarrow \theta_x = \frac{0.05bV_x}{K}$$

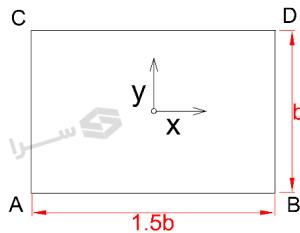
$$\text{نیرو در جهت } y: \begin{cases} M_{ty} = V_y \cdot e_y = V_y(0.05 \times 1.5b) = 0.075bV_y \\ M_{ty} = K \cdot \theta_y \end{cases}$$

$$\rightarrow K \cdot \theta_y = 0.075bV_y \rightarrow \theta_y = \frac{0.075bV_y}{K}$$

$$\rightarrow \frac{\theta_y}{\theta_x} = \frac{0.075bV_y}{0.05bV_x} \xrightarrow[\substack{\text{طبق اطلاعات مساله} \\ V_x=V_y}}{\theta_y = 1.5\theta_x}$$

البته این مساله از همان ابتدا با فرض صلب بودن کف قابل استنتاج بود. بدین ترتیب که چون سختی دورانی K ثابت است اگر لنگر کف 1.5 برابر شود (چون بُعد پلان 1.5 برابر شده) دوران کلی صفحه کف نیز 1.5 برابر می‌شود.

حال می‌توان گفت که دوران کف برابر است با اختلاف تغییر مکان دو نقطه واقع در امتداد عمود بر نیروی وارده تقسیم بر بُعد پلان در همان امتداد عمود بر نیرو.



$$\theta_x = \frac{\Delta_{Bx} - \Delta_{Dx}}{b} = \frac{a - \frac{2}{3}a}{b} = \frac{a}{3b}$$

نیرو در جهت x

$$\theta_y = \frac{\Delta_{Cy} - \Delta_{Dy}}{1.5b} = \frac{\delta}{1.5b}$$

نیرو در جهت y

δ : اختلاف جابجایی D, C در امتداد محور y است که مطلوب مساله می‌باشد.

$$\theta_y = 1.5\theta_x \rightarrow \frac{\delta}{1.5b} = 1.5 \times \frac{a}{3b} \rightarrow \delta = 0.75a$$

گزینه «۲» صحیح است.

۱۸- هرگاه سرعت موج برشی در سه لایه مختلف زمین همانند شکل زیر باشد، براساس رابطه تجویزی استاندارد ۲۸۰۰ ایران، متوسط سرعت موج برشی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟

تراز پایه 10m	$v_s=250\text{m/s}$
10m	$v_s=350\text{m/s}$
20m	$v_s=450\text{m/s}$

۱) 330 m/s

۲) 275 m/s

۳) 350 m/s

۴) 375 m/s

پاسخ صحیح سوال:

با استناد به توضیح زیر رابطه (۵-۲) از بند ۲-۴-۲ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم فقط تا عمق ۳۰ متری سرعت متوسط از رابطه زیر بدست می آید. پس در لایه سوم عمق ۳۰ الی ۴۰ متری را در نظر نمی گیریم.

$$\bar{V}_s = \frac{\sum(d_i)}{\sum\left(\frac{d_i}{V_{s_i}}\right)} = \frac{10 + 10 + 10}{\frac{10}{250} + \frac{10}{350} + \frac{10}{450}} = 330 \text{ m/s}$$

گزینه «۱» صحیح است.

(راه و ساختمان)

آمادگی آزمون کارشناسی رسمی

سرا با ۲۴۳ نفر قبولی
در آزمون های کارشناسی رسمی



دوره های جامع و فشرده

آنلاین

حضور

آزمون های آزمایشی تالیفی

جامع

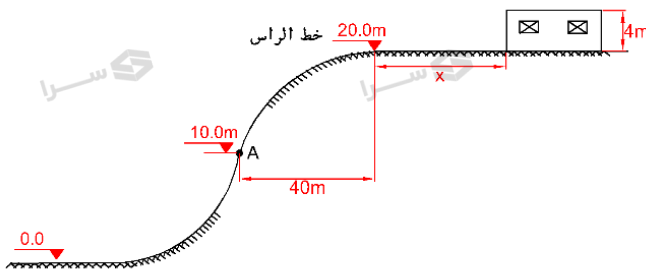
بودجه بندی



کلیک کنید

مرکز نشر و آموزش های
تخصصی صنعت ساختمان
۰۲۱-۲۲۶۳۸۷۱۳
۰۲۱-۲۲۶۳۸۷۱۴

۱۹- یک ساختمان یک طبقه به ارتفاع 4 متر در بالای یک پرتگاه دو بُعدی منفرد باید احداث شود. ارتفاع خطالراس نسبت به زمین مسطح کنار پرتگاه 20 متر است و فاصله افقی خطالراس تا نقطه A روی شکل که در تراز 10 متر قرار دارد برابر 40 متر است. اثرات دینامیکی باد قابل صرف نظر کردن است. در طرح اولیه محل ساختمان در فاصله افقی $X \approx 15 \text{ m}$ از خطالراس در نظر گرفته شده است. در صورتی که به جای این طرح، ساختمان در فاصله $X \approx 35 \text{ m}$ از خطالراس احداث شود، مقدار ضریب پستی و بلندی زمین در تراز بام ساختمان چه ضریبی از حالت طرح اولیه خواهد بود؟ نزدیک ترین گزینه به پاسخ را انتخاب نمایید.



1.07 (۱)

0.93 (۲)

0.86 (۳)

1.16 (۴)

پاسخ صحیح سوال:

$$H_h = 20^m ; \quad Z = 4^m$$

$$L_h = 40^m$$

$$\frac{H_h}{L_h} = \frac{20}{40} = 0.5 > 0.1 \rightarrow \text{اثرات پرتگاه باید لحاظ شود}$$

$$C_g = 2 \rightarrow \text{اثرات دینامیکی مهم نیست}$$

$$\begin{aligned} \text{جدول ۶-۱۰-۲} \rightarrow \text{پرتگاه دو بُعدی منفرد} \quad \begin{cases} \Delta S_{max} = 1.3 \frac{H_h}{L_h} = 1.3 \times \frac{20}{40} = 0.65 \\ \alpha = 2.5 \\ K = 4 \end{cases} \end{aligned}$$

$$\text{حالت اول: } x = 15 \rightarrow \Delta S = 0.65 \left(1 - \frac{15}{4 \times 40} \right) e^{-\frac{4 \times 2.5}{40}} = 0.458$$

$$C_t = \left(1 + \frac{0.458}{2}\right) (1 + 0.458) = 1.792$$

حالت دوم : $x = 35 \rightarrow \Delta S = 0.65 \left(1 - \frac{35}{4 \times 40}\right) e^{-\frac{4 \times 2.5}{40}} = 0.395$

$$C_t = \left(1 + \frac{0.395}{2}\right) (1 + 0.395) = 1.671$$

نسبت دو مقدار $\rightarrow \frac{1.671}{1.792} = 0.93$

گزینه «۲» صحیح است.

۲۰- در کدام یک از حالت‌های زیر در نظر گرفتن اثر بارگذاری بخشی باد الزامی نیست؟

- ۱) ساختمان مستطیل شکل با بام تخت به ابعاد 15×25 متر و ارتفاع ۲۰ متر
- ۲) ساختمان مستطیل شکل با بام تخت به ابعاد 10×20 متر و ارتفاع ۱۵ متر
- ۳) ساختمان مستطیل شکل با بام تخت به ابعاد 25×30 متر و ارتفاع ۱۵ متر
- ۴) ساختمان مستطیل شکل با بام تخت به ابعاد 25×30 متر و ارتفاع ۲۲ متر

پاسخ صحیح سوال:

با استناد به بند ۶-۱۰-۱۳ از مبحث ششم ویرایش ۱۳۹۸ بارگذاری بخشی در ساختمانهای کوتاه طبق بند ۶-۱۰-۹ الزامی نمی‌باشد. (D بعد کوچکتر پلان است).

$$\left. \begin{array}{l} H < 20^m \\ \frac{H}{D} < 1 \end{array} \right\} \rightarrow \text{بارگذاری بخشی لازم نیست}$$

با توجه به اطلاعات سؤال تنها در گزینه سوم هم ارتفاع کمتر از ۲۰ متر است و هم نسبت ارتفاع به بعد کوچکتر پلان از یک کوچکتر می‌باشد.

$$H = 15 < 20$$

$$\frac{H}{D} = \frac{15}{25} = 0.6 < 1$$

گزینه (۳) صحیح است.

۲۱- برای تعیین ظرفیت باربری خاک، سه آزمایش انجام شده و نتایج آزمایش‌ها بر حسب مگاپاسکال گزارش شده‌اند. در کدام یک از حالت‌های زیر نیاز به آزمایش‌های اضافی نبوده و براساس همین سه آزمایش ظرفیت باربری می‌تواند تعیین شود؟

(۲) 0.50 و 0.65 و 0.65

(۱) 0.49 و 0.55 و 0.76

(۴) 0.52 و 0.63 و 0.65

(۳) 0.50 و 0.60 و 0.70

پاسخ صحیح سوال:

با توجه به بند ۷-۱-۴-۳-۲ (ص ۱۶) در روش‌های عملکردی در زیربخش آزمایش نتایج آزمایش‌ها بیش از ۱۵٪ در سه نمونه نباید تلورانس داشته باشد در غیر اینصورت آزمایشات باید ادامه یابد، بنابراین داریم:

(گزینه‌های با اختلاف کمتر در الویت بررسی است)

اگر میانگین را با Avg و انحراف معیار را با S نشان دهیم

$$Avg \text{ (گزینه ۴)} = \frac{0.52 + 0.63 + 0.65}{3} = 0.6$$

$$S = 0.15$$

نتایج باید در بازه (۰/۱۵-۰/۶ و ۰/۶+۰/۱۵) قرار گیرد که در گزینه (۴) این اتفاق می‌افتد.

گزینه «۴» صحیح است.

۲۲- یک پی منفرد مربعی شکل به ابعاد $B \times B \times h$ تحت اثر یک بار محوری فشاری برابر P و لنگر خمشی یک طرفه برابر $P \times e$ قرار دارد. در طراحی به روش تنش مجاز، تحت اثر این نیروها که از ترکیبات بارگذاری نظیر روش تنش مجاز ناشی شده‌اند. $\frac{1}{6}$ عرض پی به کشش کار می‌کند و مقدار تنش حداکثر کمتر از تنش مجاز است. مقدار c به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ از وزن پی و خاک روی آن صرف‌نظر شود.

(۴) $\frac{4}{15} B$

(۳) $\frac{1}{6} B$

(۲) $\frac{1}{4} B$

(۱) $\frac{2}{9} B$

پاسخ صحیح سوال:

مطابق بند ۷-۴-۵-۱-۸ فقط مجاز هستیم که $\frac{1}{4}$ عرض پی به کشش بیفتد که در مورد این سوال این مطلب رعایت شده است.

$$M = Pe$$

$$P_b = B/6 \rightarrow q_{max} = \frac{\sum F_y}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

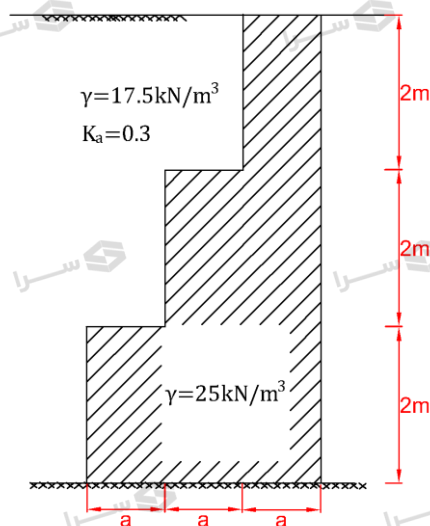
$$\Rightarrow \sum F_y = 0 \rightarrow P = \frac{1}{2} \left(q \times \frac{5}{6} B \times B \right)$$

$$\sum M_0 = 0 \rightarrow P \left(\frac{B}{2} - e \right) = \frac{q}{2} \times \frac{5}{6} B \times B \left(\frac{1}{3} \times \frac{5B}{6} \right)$$

$$e = \frac{2}{9} B$$

گزینه «۱» صحیح است.

۲۳- برای نگهداری خاکی به ارتفاع 6 متر از یک دیوار حائل وزنی با مقطع مطابق شکل زیر استفاده شده است. حداقل مقدار a برای کنترل واژگونی به روش تنش مجاز در حالت استاتیکی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ مقاومت برشی خاک پشت دیوار ناچیز بوده و فرض کنید شرایط محرک بر دیوار حاکم است.



(۱) $a = 1130 \text{ mm}$

(۲) $a = 380 \text{ mm}$

(۳) $a = 570 \text{ mm}$

(۴) $a = 760 \text{ mm}$

پاسخ صحیح سوال:

$h = 6$

$a_{min} = ?$

کنترل واژگونی (یعنی لنگر)

مطابق جدول ۳-۵-۷ $F.S_{\text{واژگونی}} = 1.75 = \frac{\sum M_R}{\sum M_0}$

$$\begin{cases} F_0 = \frac{1}{2} K_a \gamma H & \text{نیروی محرک از طرف خاک به دیوار} \\ M_0 = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \times \frac{H}{3} = \frac{1}{2} \times 0.3 \times 17.5 \times 6^2 \times \frac{6}{3} = 188.72 \text{ kN.m} \end{cases}$$

نیروی مقاوم (ناشی از وزن بتن و وزن خاک روی دیوار)

$$M_R = \text{وزن خاک} \times \text{نقطه اثر بار} + \text{وزن بتن} \times \text{نقطه اثر بار} = \sum W_{Ci} L_{Ci} + \sum W_{Sj} L_{Sj}$$

با تبدیل شکل هندسی به مستطیل‌های قابل اندازه‌گیری مرکز هندسی داریم:

$$M_R = 17.5(2a \times \frac{3}{2}a + 4a \times \frac{5}{2}a)$$

+

$$25(6a \times \frac{a}{2} + 4a \times \frac{3}{2}a + 2a \times \frac{5}{2}a)$$

$$F.S_{over turning} = \frac{M_R}{M_0} = 1.75 \Rightarrow \frac{577.5a}{188.7} = 1.75 \Rightarrow a = 0.758 \approx 0.76 m$$

گزینه «۴» صحیح است.

۲۴- برای احداث یک ساختمان مسکونی در منطقه‌ای با مشخصات خاک $C = 20 kN/m^2$ و $K_a = 0.30$ و $\gamma = 19 kN/m^3$ در نظر است گودبرداری قائم به عمق ۳ متر از تراز صفر انجام شود. اگر سربار ناشی از مرکز مخابرات مجاور گودبرداری روی خاک مجاور شدت باری برابر $16 kN/m^2$ ایجاد کند، در خصوص ارزیابی خطر گود کدام گزینه صحیح است؟ عمق گود از زیر پی ساختمان موجود در محدوده ناپایداری دیوار گود برابر ۲ متر است.

(۱) گودبرداری مجاز نیست

(۲) خطر گود بسیار زیاد است.

(۳) خطر گود معمولی است.

(۴) خطر گود زیاد است.

پاسخ صحیح سوال:

مطابق بند ۷-۳-۳-۶ ج چنانچه ساختمان با اهمیت بسیار زیاد (مرکز مخابرات) در اطراف گود باشد آنگاه همواره خطر گود بسیار زیاد است و سایر اطلاعات مساله صرفاً جنبه گمراه کردن ذهن می‌باشد.

گزینه «۳» صحیح است.

۲۵- یک دیوار نگهبان به ارتفاع H در مقابل یک خاکریز از جنس رس متراکم را در نظر بگیرید. چنانچه حداقل میزان لازم حرکت افقی دیوار نسبت به خاک برای آنکه فشار وارده از خاک در حالت محرک قرار گیرد، برابر 30 میلی‌متر گزارش شده باشد، محل اعمال نقطهٔ اثر اضافه فشار دینامیکی ناشی از زلزله را نسبت به بالای دیوار به‌طور تقریبی (در نبود محاسبات دقیق) چقدر می‌توان در نظر گرفت؟

2 m (۲)

1 m (۱)

1.8 m (۴)

1.3 m (۳)

پاسخ صحیح سوال:

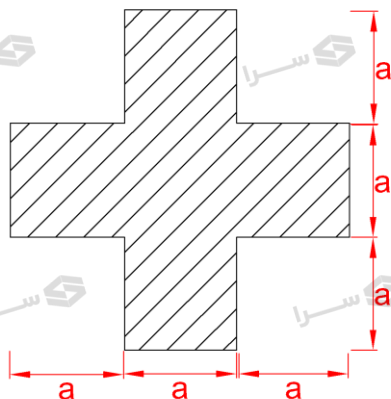
رس متراکم و H ارتفاع

$$\Delta_x = 30 \text{ mm}$$

مطابق بند ۱-۴-۲-۵-۷ نقطه اثر اضافه فشار دینامیکی (ΔP_{ae}) در H (۰/۴۵ - ۰/۶) از پای دیوار اتفاق می‌افتد که هر چه دیوار صلب‌تر، این مقدار به سمت بالا می‌رود. اما در صورت سوال این ارتفاع از بالای دیوار خواسته شده پس داریم:

$$H - \begin{cases} 0.45 \\ 0.6 \end{cases} \quad H = \begin{cases} 0.55 H = 1.65 \\ 0.4 H = 1.2 \end{cases} \Rightarrow \text{فقط گزینه (۳) در این فاصله است}$$

۲۶- در طراحی یک ساختمان با مصالح بنایی، از ستون با مصالح بنایی غیرمسلح شکل زیر استفاده شده است. ستون فاقد نازک کاری است. حداکثر ارتفاع آزاد مجاز ستون به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک تر است؟ فرض کنید ستون در بالا و پایین و در هر دو امتداد اصلی دارای تکیه‌گاه جانبی است.



(۱) $35a$

(۲) $15a$

(۳) $20a$

(۴) $30a$

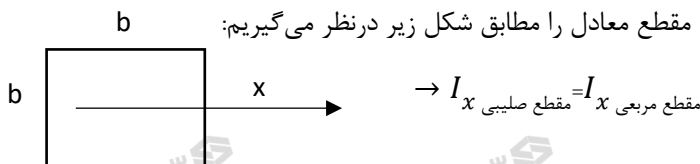
پاسخ صحیح سوال:

با استناد به مورد ب بند ۸-۳-۴-۵ مبحث ۸ ویرایش ۱۳۹۸ صفحه ۵۱: نسبت لاغری در ستون از تقسیم ارتفاع موثر ستون بر عرض موثر در هر امتداد، هر کدام که بیشتر است، به دست می‌آید. در ستون‌های غیر مسلح، نسبت لاغری نباید از ۱۵ بیشتر باشد.

همچنین با استناد به مورد پ بند ۸-۳-۴-۲-۱ صفحه ۴۹: عرض موثر برای ستون‌های غیر مستطیلی، بعد یک ستون مربعی با همان ممان اینرسی، حول محوری می‌باشد که در ستون واقعی مورد نظر است.

با توجه به شکل مساله $\rightarrow I_x = I_y$

با توجه به بند فوق مقطع معادل را مطابق شکل زیر در نظر می‌گیریم:



$$\frac{1}{12} 3a(a^3) + 2 \left[\frac{1}{12} a^4 + a^2(a^2) \right] = \frac{1}{12} b^4$$

$$\frac{29}{12} a^4 = \frac{1}{12} b^4 \rightarrow b = 2.32a$$

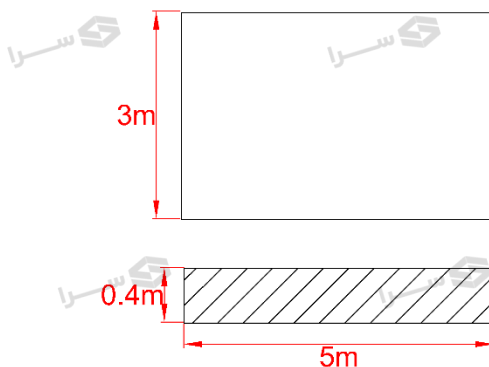
با استناد به بند ۸-۳-۴-۲-۲ صفحه ۴۹: ارتفاع موثر دیوار و ستون، برابر با ارتفاع آزادی است که بین تکیه‌های جانبی بالا و پایین و در امتداد عمود بر محور مورد نظر قرار دارد.

$$\rightarrow \left(\frac{H}{b}\right)_{\max} = 15 \rightarrow H \leq 15b \rightarrow H \leq 34.8a$$

گزینه «۱» صحیح است.



۲۷- برای طراحی یک ساختمان بنایی مسلح از دیوار توپر مسلح به ابعاد $5 \times 3 \times 0.4 \text{ m}$ استفاده شده است. اگر در این دیوار کل مساحت میلگردهای قائم 3400 mm^2 باشد، بدون توجه به مقادیر محاسباتی، حداقل مساحت کل میلگردهای افقی مورد نیاز به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



۱) 840 mm^2

۲) 2240 mm^2

۳) 1400 mm^2

۴) 600 mm^2

پاسخ صحیح سوال:

با استناد به مورد ۱ بند ۸-۴-۶-۹-۲ مبحث ۸ ویرایش ۱۳۹۸ صفحه ۹۰: مساحت میلگردهای افقی و قائم هر کدام نباید کم تر از 0.0007 مساحت کل مقطع، به ترتیب، قائم و عرضی دیوار باشد. همچنین، مجموع مساحت میلگردهای افقی و قائم باید حداقل 0.002 مساحت کل مقطع عرضی دیوار باشد.

$$A_{s_{\text{افقی}}} \geq 0.0007 A_{\text{قائم}} \rightarrow A_{s_{\text{افقی}}} \geq 0.0007 \times 400 \times 3000 = 840 \text{ mm}^2 \quad ①$$

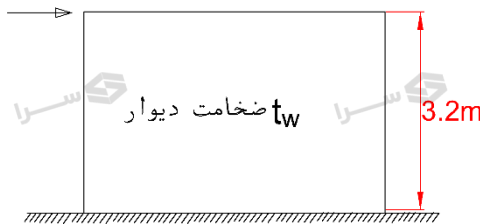
$$A_{s_{\text{افقی}}} + A_{s_{\text{قائم}}} \geq 0.002 A_{\text{عرضی}} \rightarrow A_{s_{\text{افقی}}} + 3400 \geq 0.002 \times 400 \times 5000 \rightarrow A_{s_{\text{افقی}}} \geq 600 \text{ mm}^2 \quad ②$$

$$① \text{ و } ② \rightarrow A_{s_{\text{افقی}}} \geq 840 \text{ mm}^2$$

گزینه «۱» صحیح است.

۲۸- یک دیوار برشی با مصالح بنایی مسلح با عملکرد کنسولی مطابق شکل زیر تحت بار ضریب‌دار $V_u=500 \text{ kN}$ قرار دارد. در صورتی که دیوار از نوع آجر رسی با مقاومت فشاری مشخصه آجر برابر 8 MPa با ملات ماسه سیمان قوی باشد، کمترین ضخامتی که از نقطه نظر طراحی می‌توان برای این دیوار جهت تأمین مقاومت برشی به دست آورد، به کدامیک از موارد زیر نزدیک‌تر است؟ از آثار بار وزن صرف نظر نموده و عمق مؤثر در راستای برش برابر 3.2 m فرض شود. همچنین مساحت خالص برشی دیوار برابر مساحت کل مقطع فرض شود.

$$V_u=500 \text{ kN}$$



$$t_w = 180 \text{ mm} \quad (۱)$$

$$t_w = 220 \text{ mm} \quad (۲)$$

$$t_w = 275 \text{ mm} \quad (۳)$$

$$t_w = 325 \text{ mm} \quad (۴)$$

پاسخ صحیح سوال:

با استناد به جدول ۴-۲-۸ مبحث ۸ ویرایش ۱۳۹۸ صفحه ۴۴:

$$f'_m = 3 \text{ MPa} \rightarrow \text{ملات ماسه سیمان قوی} \rightarrow 8 \text{ MPa} : \text{مقاومت فشاری مشخصه آجر رسی}$$

با استناد به بند ۸-۴-۶-۳ مبحث ۸ ویرایش ۱۳۹۸ صفحه ۸۰:

$$M_u / V_u d_v \geq 1 \rightarrow V_n \leq 0.33 A_{nv} \sqrt{f'_m}$$

ضریب کاهش مقاومت طبق جدول ۲-۴-۸ صفحه ۸۲ برابر 0.8 است بنابراین:

$$\phi V_n = 500 \text{ kN} \rightarrow V_n = \frac{500}{0.8} = 628 \text{ kN}$$

$$V_n \leq 0.33 \times 4000 \times t \times \sqrt{3} \rightarrow t \geq \frac{628 \times 10^3}{0.33 \times 4000 \times \sqrt{3}} = 274.7 \text{ mm}$$

گزینه «۳» صحیح است.

۲۹- در ساختمان بنایی مسلح برای دیوار دو سر گیردار به ارتفاع طبقه 3 متر و با فرض زمان تناوب طبیعی ساختمان 0.7 ثانیه، حداکثر تغییر مکان نسبی مجاز هر طبقه ناشی از بار جانبی چقدر است؟

(۱) 16.80 میلی متر

(۲) 21.00 میلی متر

(۳) 24.80 میلی متر

(۴) 30.40 میلی متر

پاسخ صحیح سوال:

با استناد به بند ۸-۴-۲-۸-۲ مبحث ۸ ویرایش ۱۳۹۸ صفحه ۶۷: تغییر مکان نسبی مجاز هر طبقه ناشی از بارهای جانبی Δ_a برای دیوارهای دوسرگیردار برابر $h_s/0.07$ می باشد. اگر دوره تناوب طبیعی ساختمان برابر یا بیشتر از 0.7 ثانیه باشد، تغییر مکان نسبی مجاز باید ۲۰ درصد کمتر از مقادیر داده شده در نظر گرفته شود. که در این سوال چون ضریب تناوب 0.7 ثانیه است ضریب 0.8 را اعمال می کنیم.

$$\Delta_a = 0.007 \times 3000 \times 0.8 = 16.8mm$$

گزینه «۱» صحیح است.



دوره جامع ویژه صلاحیت جدید مهندسی عمران

آمادگی آزمون

«ارزیابی، طرح و اجرای بهسازی»

باتدریس:
دکتر خلوتی، دکتر فاروقی، دکتر رشیدیان، دکتر منیعی

برگزاری به صورت آنلاین

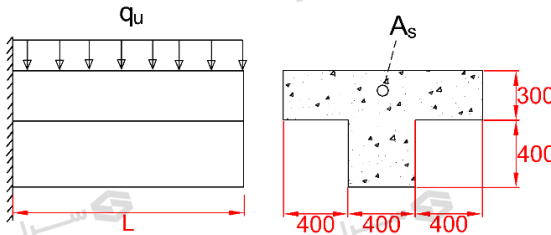


کلپک کنید

مرکز نشر و آموزش های تخصصی صنعت ساختمان

۰۲۱-۲۲۶۳۸۷۱۳
۰۲۱-۲۲۶۳۸۷۱۴

۳۰- فرض کنید در تیر بتنی طره‌ای شکل زیر مقدار سطح مقطع آرماتورهای طولی موردنیاز محاسباتی برابر $9 \times 10^2 \text{ mm}^2$ به دست آمده است. حداقل سطح مقطع آرماتورهای طولی که باید در بال مقطع تأمین شود (A_s)، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن معمولی و از رده C25، آرماتورها از رده S340 و عمق مؤثر مقطع 620 mm است. ابعاد در شکل به میلی‌متر است.



۱) $21 \times 10^2 \text{ mm}^2$

۲) $19 \times 10^2 \text{ mm}^2$

۳) $9 \times 10^2 \text{ mm}^2$

۴) $12 \times 10^2 \text{ mm}^2$

پاسخ صحیح سوال:

گزینه «۴» صحیح است. (سطح سوال با توجه به تکراری بودن آن آسان)

$$A_{s \text{ min-تیرها}} = \text{Min}(2 \times 400, 1200) \times 620 \times \text{Max}\left(\frac{0.25 \times \sqrt{25}}{340}, \frac{1.4}{340}\right)$$

$$= 800 \times 620 \times 0.004117$$

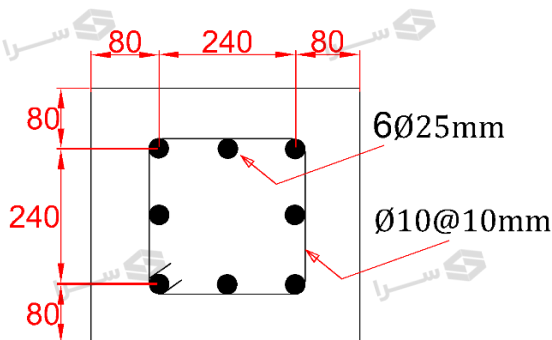
$$A_{s \text{ min-تیرها}} = 2042 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ - لازم}} = \text{Min}\left(\frac{A_{s \text{ min-تیرها}}}{1.33 \times A_{s \text{ محاسباتی}}}\right) = \text{Min}\left(\frac{2042}{1.33 \times 900}\right) = 1200 \text{ mm}^2$$

$$\left(\rho_{\text{تیر}} = \frac{A_s}{\text{Min}(2b_w, b_f)d}\right) \geq \text{Min}\left(\rho_{\text{min-تیرها}} = \text{Max}\left(\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{F_y}, \frac{1.4}{F_y}\right), 1.33 \times (\rho_{\text{محاسباتی}})\right)$$

$$\left(\rho_{\text{تیر}} = \frac{A_s}{b_w d}\right) \geq \text{Min}\left(\rho_{\text{min-تیرها}} = \text{Max}\left(\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{F_y}, \frac{1.4}{F_y}\right), 1.33 \times (\rho_{\text{محاسباتی}})\right)$$

۳۱- فرض کنید مقطع شکل زیر مربوط به یک تیر بتنی بوده که فاقد نیروی محوری است. حداکثر مقدار لنگر ضریب‌دار پیچشی وارد بر مقطع برای آنکه در مقطع نیازی به تأمین آرماتور حداقل پیچشی نباشد، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن معمولی و از رده C30 و آرماتورها از رده S340 بوده و پیچش از نوع همسازی فرض شود. ابعاد در شکل به میلی‌متر است.



7.27 kN.m (۱)

5.46 kN.m (۲)

21.69 kN.m (۳)

28.92 kN.m (۴)

پاسخ صحیح سوال:

گزینه «۲» صحیح است. (سطح سوال با توجه به تکراری بودن آن آسان)

اگر پیچش وارد بر مقطع کمتر از ϕT_{th} باشد، می‌توان از اثرات پیچش صرف نظر کرد. در این حالت نیازی به رعایت حداقل آرماتور پیچشی نیز نخواهد بود.

با توجه به شکل زیر از کتاب بتن ویژه آزمون محاسبات داریم:

$$\phi T_{th} = 0.75 T_{th} = 0.075 \times 0.083 \times 1 \times \sqrt{30} \left(\frac{(400 \times 400)^2}{4 \times 400} \right) = 5.45 \text{ kN.m}$$

$$T_{th} = 0.083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33 A_g \lambda \sqrt{f'_c}}}$$

پیش
استانه

$$T_{cr} = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33 A_g \lambda \sqrt{f'_c}}}$$

پیش
ترک خوردگی

N_u نیروی محوری
برای فشار، مثبت
برای کشش، منفی

$T_u < \phi T_{th}$ می توان از اثرات پیش صرف نظر نمود

$$T_u \leq \phi T_n$$

$$\phi = 0.75$$

$$T_n = \text{Min}$$

$$A_0 = 0.85 A_{oh}$$

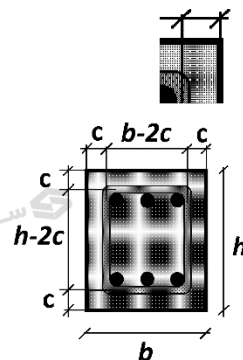
A_t سطح مقطع یک
ساق از خاموت بسته

$$\frac{2 A_0 A_t f_{yt} \cot \theta}{s}$$

می توان فرض نمود
که $\theta = 45^\circ$

$$\frac{2 A_0 A_t f_y \tan \theta}{P_h}$$

A_t سطح مقطع میلگرد
طولی پیشگی



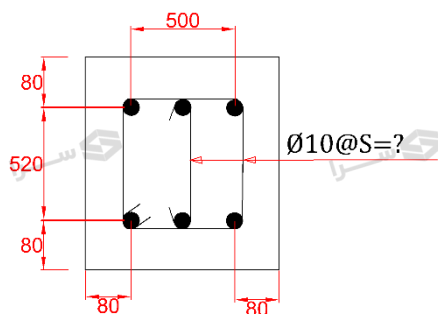
$$A_{cp} = A_g = bh$$

$$P_{cp} = 2(b+h)$$

$$A_{oh} = (b-2c)(h-2c)$$

$$P_h = 2(b-2c) + 2(h-2c)$$

۳۲- فرض کنید در مقطع بتنی شکل زیر (مربوط به یک قاب با شکل پذیری کم) آرماتورهای پیچشی لازم بوده و براساس محاسبات $\frac{A_s}{s} = 0.3 \frac{mm^2}{mm}$ و $\frac{A_s}{s} = 0.55 \frac{mm^2}{mm}$ به دست آمده‌اند. اگر برای این مقطع مطابق شکل از آرماتورهای عرضی به قطر 10 mm با فواصل یکسان استفاده شود، حداکثر فاصله مجاز این آرماتورهای عرضی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن معمولی و از رده C30 و آرماتورها از رده S340 است. ابعاد در شکل به میلی‌متر است.



125 mm (۱)

150 mm (۲)

200 mm (۳)

100 mm (۴)

پاسخ صحیح سوال:

گزینه «۳» صحیح است. (سطح سوال متوسط)

کنترل جمع ساق‌ها: جمع کل ساقها (که شامل ۳ ساق می‌شود) باید بیش از $\frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s}$ محاسبه شده باشد.

$$\left(\left(\frac{A_v}{s} \right)_{\text{کل}} = \frac{3\phi 10}{s} = \frac{234}{s} \right) \geq \left(\frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s} = 0.55 + 0.6 = 1.15 \frac{mm^2}{mm} \right) \rightarrow s \leq 203 \text{ mm}$$

کنترل ساق‌ها پیرامونی: در کنترل پیچش تنها و تنها کادر بیرونی در نظر گرفته می‌شود و بنابراین باید پاسخگوی پیچش باشد:

$$\left(\left(\frac{A_v}{s} \right)_{\text{محیطی}} = \frac{2\phi 10}{s} = \frac{156}{s} \right) \geq \left(2 \frac{A_t}{s} = 0.6 \frac{mm^2}{mm} \right)$$

$$\rightarrow s \leq 260 \text{ mm}$$

علاوه بر موارد محاسباتی فوق حداکثر فواصل نیز باید کنترل شود:

$$\frac{3\phi 10}{s} \geq \text{Max} \left(\frac{0.062\sqrt{30} \frac{500}{340}}{0.35 \frac{500}{340}} \right) \rightarrow s \leq 454 \text{ mm} \quad s \leq \text{Min} \left(\left(\frac{2000}{8} \right) \right) \rightarrow s \leq 250 \text{ mm}$$

$$\frac{(A_v + 2A_t)_{\min}}{s} = \text{Max} \left(\frac{0.062\sqrt{f_c} \frac{b_w}{f_{yt}}}{0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}} \right)$$

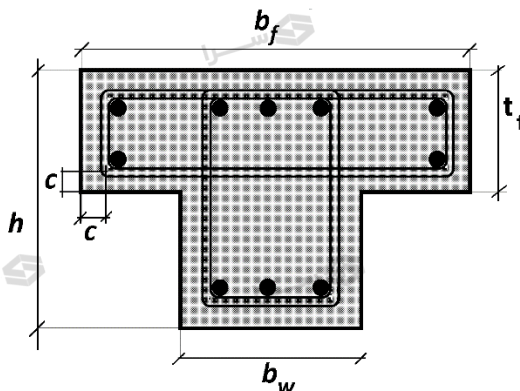
$$\text{فاصله آرماتورهای پیچشی عرضی} \leq \text{Min} \left(\frac{P_h}{8}, 300 \text{ mm} \right)$$

$$A_{cp} = A_g = b_w h + t_f (b_f - b_w)$$

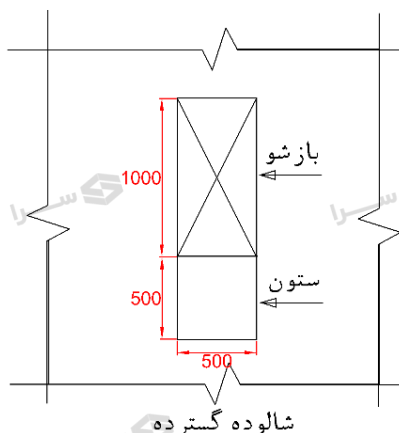
$$P_{cp} = 2 b_f + 2h$$

$$A_{oh} = (b_w - 2c)(h - 2c) + (t_f - 2c)(b_f - b_w)$$

$$P_h = 2(b_f - 2c) + 2(h - 2c)$$



۳۳- مطابق شکل زیر یک شالوده بتنی گسترده به عمق مؤثر 1.0 متر مفروض است که در آن از آرماتور برشی استفاده نشده است. حداکثر مقاومت برشی دوطرفه اسمی متناظر با بتن شالوده (V_c) به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بتن شالوده از نوع معمولی و از رده C25 است. همچنین ستون بتنی، میانی فرض شود. ابعاد در شکل به میلی متر است. فرض کنید ستون تحت اثر نیروی محوری فشاری خالص بوده و توزیع تنش برشی در مقطع بحرانی یکنواخت است.



(۱) 5735 kN

(۲) 7425 kN

(۳) 2868 kN

(۴) 8864 kN

پاسخ صحیح سوال:

گزینه «۲» صحیح است. (سطح سوال با توجه به جدید بودن سخت)

توجه شود که اثر بازشو در محاسبه محیط پانچ باید منظور شود و نکته جدید این سوال نیز همین موضوع می باشد. مطابق شکل از مرکز ستون باید دو خط مورب که از گوشه های بازشو عبور می کند باید رسم شود و محیط پانچ بر اساس آن محاسبه شود:

$$b_0 = 3 \times 1500 = 4500 \text{ mm}$$

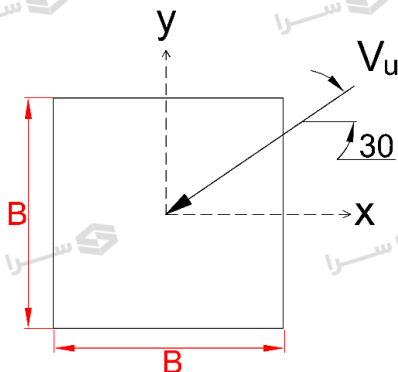
۹-۸-۵-۴ اگر یک بازشو در فاصله ی کمتر از $4h$ از محیط یک ستون، بار متمرکز یا سطح تکیه گاهی قرار گیرد، بخشی از b_0 که با خطوط مستقیم ترسیم شده از مرکز ستون، بار متمرکز و یا سطح تکیه گاهی و مماس به محدوده ی بازشو محصور می گردد، در نظر گرفته نمی شود (شکل ۹-۸-۱).

$$V_c = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 0.33 \\ 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \\ 0.083 \left(\frac{\alpha_0 \times d}{b_0} + 2 \right) \end{array} \right\} \sqrt{f'_c} b_0 d$$

$$= \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 0.33 \\ 0.51 \\ 0.083 \left(\frac{40 \times 1000}{4500} + 2 \right) \end{array} \right\} \sqrt{f'_c} b_0 d$$

$$V_c = 0.33 \sqrt{f'_c} b_0 d = 0.33 \sqrt{25} \times 4500 \times 1000 = 7425 \text{ kN}$$

۳۴- فرض کنید مقاومت برشی یک طرفه اسمی یک مقطع بتنی مربعی شکل، در راستای دو محور متعامد x و y یکسان و برابر 400 kN است. این مقطع در امتداد 30° درجه نسبت به افق تحت اثر نیروی برشی ضریب دار V_u قرار دارد. حداکثر مقدار V_u برای آنکه بتوان از تأثیر متقابل نیروهای برشی در دو محور متعامد x و y صرف نظر نمود. به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟



300 kN (۱)

329 kN (۲)

173 kN (۳)

346 kN (۴)

پاسخ صحیح سوال:

گزینه «۱» صحیح است.

مقاومت برشی طراحی مقطع در هر راستا برابر $\phi V_{n,x} = \phi V_{n,y} = 0.75 \times 400 = 300 \text{ kN}$ می باشد.

مطابق بند زیر برای آنکه بتوان از اثر متقابل برش در دو راستا صرف نظر کرد، نسبت نیروی وارده در هر راستا به مقاومت مقطع در همان راستا باید کنترل شود:

$$\frac{V_u \times \sin 30}{\phi V_{n,y}} \leq 0.5 \rightarrow V_u \leq \frac{0.5 \times 300}{0.5} = 300 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u \times \cos 30}{\phi V_{n,x}} \leq 0.5 \rightarrow V_u \leq \frac{0.5 \times 300}{\sqrt{3}/2} = 173 \text{ kN}$$

طبق بند زیر اگر تنها یکی از روابط فوق برقرار باشد، نیازی به کنترل اثر متقابل نیروها نخواهد بود. بنابراین پاسخ 300 kN میباشد.

۹-۸-۴ مقاومت برشی یک طرفه

۹-۸-۴-۷ در صورت تامین یکی از شرایط زیر، از تاثیر متقابل نیروهای برشی که در راستای دو محور می‌توان صرف نظر نمود.

$$\frac{V_{u,x}}{\phi V_{n,x}} \leq 0.5 \quad (۹-۸-۱۰-الف)$$

$$\frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} \leq 0.5 \quad (۹-۸-۱۰-ب)$$

۹-۸-۴-۸ اگر هیچ کدام از رابطه‌های (۹-۸-۱۰) برآورده نشود، لازم است رابطه‌ی زیر تامین گردد.

$$\frac{V_{u,x}}{\phi V_{n,x}} + \frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} \leq 1.5 \quad (۹-۸-۱۱)$$

۳۵- در دیوارهای سازه‌ای با شکل‌پذیری زیاد (ویژه)، حداکثر نیروی برشی ضریب‌دار یک تیر هم‌بند در دیوارهای هم‌بسته که با آرماتورهای قطری مسلح می‌شوند، به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فرض کنید محدودیتی برای تأمین هر میزان از مساحت هر گروه از آرماتورهای قطری وجود ندارد. مقطع تیر هم‌بند $500 \times 500 \text{ mm}$ بوده، بتن معمولی و از رده $C30$ و آرماتورها از رده $S400$ است.

۱۱۴ kN (۲)

۹۶۶ kN (۱)

۸۵۲ kN (۴)

۱۱۳۷ kN (۳)

پاسخ صحیح سوال:

گزینه «۱» صحیح است. (سطح سوال با توجه به جدید بودن آن متوسط)

$$V_u \leq \phi 0.83 \sqrt{f'_c} A_{cw} = 0.85 \times 0.83 \sqrt{30} (500 \times 500) = 966 \text{ kN}$$

۵-۷-۲۰- تیرهای هم‌بند در دیوارهای هم‌بسته

۴-۵-۷-۲۰-۹ در تیرهای هم‌بندی که با دو گروه آرماتورهای متقاطع و متقارن نسبت به مرکز تیر، تقویت شده‌اند، باید دو بند (الف) و (ب) و یکی از بندهای (پ) یا (ت) را رعایت نمود؛ در این حالت نیازی به رعایت بند ۹-۱۱-۸ نمی‌باشد.

الف- V_n از رابطه‌ی زیر محاسبه گردد:

$$(۱۳-۲۰-۹)$$

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \leq 0.83 \sqrt{f'_c} A_{cw}$$

در رابطه‌ی فوق، α زاویه‌ی بین آرماتورهای قطری و محور طولی تیر هم‌بند می‌باشد.

ب- هر گروه میلگردهای قطری باید حداقل از ۴ میلگرد، در دو یا چند لایه تشکیل شود.

۵-۴-۷-۹ در تعیین ضریب کاهش مقاومت برای طراحی در مقابل برش، برای سازه‌هایی که با عملکرد قاب خمشی ویژه، دیوار سازه‌ای ویژه، و یا دیوار سازه‌ای متوسط پیش ساخته در مناطق

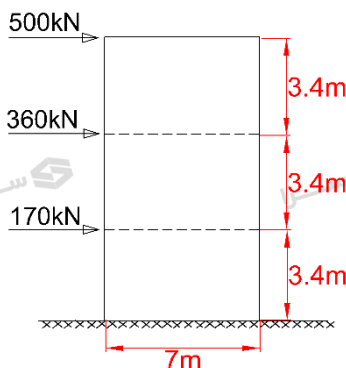
لرزه‌ای با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد، در مقابل تأثیرات زلزله، F ، مقاومت می‌کنند، باید موارد زیر را رعایت نمود:

ت- در اتصالات تیر-ستون قاب‌های خمشی ویژه و نیز در تیرهای هم‌بندی که با فولاد گذاری قطری مسلح شده‌اند، در برش $\phi = 0.85$ منظور می‌شود.

0.85

$$V_u < \phi V_n$$

۳۶- یک دیوار بتنی با شکل پذیری زیاد از یک ساختمان سه طبقه مطابق شکل زیر تحت بارگذاری زلزله قرار دارد. در صورتی که ضخامت دیوار 300 mm و آرماتورهای افقی دیوار حداقل باشد، کوچک ترین نسبت نیرو به مقاومت برشی $\frac{V_u}{\phi V_n}$ در طبقه اول به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بتن معمولی و از رده C25 و آرماتور از نوع S340 است. فرض کنید مقاومت برشی اسمی دیوار کمتر از برش متناظر با توسعه مقاومت خمشی اسمی آن است.



1.17 (۱)

0.31 (۲)

0.39 (۳)

0.94 (۴)

پاسخ صحیح سوال:

گزینه «۳» صحیح است. (سطح سوال سخت)

$$\left. \begin{aligned} \frac{h_w}{l_w} = \frac{10.2}{7} < 1.5 \rightarrow \begin{cases} \alpha_c = 0.25 \\ \Omega_v = 1 \\ \omega_v = 1 \end{cases} \\ \left. \begin{aligned} & \text{مقاومت برشی اسمی کمتر از برش متناظر با} \\ & \text{توسعه مقاومت خمشی اسمی} \end{aligned} \right\} \varphi = 0.6 \end{aligned} \right\} \varphi V_n$$

$$= 0.6(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) A_{cv}$$

$$\varphi V_n = 0.6(0.25 \times 1\sqrt{25} + 0.0025 \times 340)(300 \times 7000) = 2646 \text{ kN} \left\{ \begin{aligned} & V_u = \Omega_v \omega_v (500 + 360 + 170) = 1030 \\ & \frac{V_u}{\varphi V_n} \end{aligned} \right.$$

$$= \frac{1030}{2646} = 0.39$$

۹-۱۳ دیوارها

۹-۱۳-۳ طراحی برای برش داخل صفحه

۹-۱۳-۳-۳ مقدار V_n از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) A_{cv} \quad (۹-۱۳-۲)$$

در این رابطه α_c ضریبی است که مطابق (الف) تا (پ) این بند تعیین می‌شود:

الف- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بزرگ‌تر یا مساوی ۲ است: $\alpha_c = 0.17$

ب- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ کوچک‌تر یا مساوی ۱/۵ است: $\alpha_c = 0.25$

پ- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{l_w}$ بین ۱/۵ و ۲ است، ضریب α_c با درون یابی خطی بین اعداد فوق تعیین می‌شود.

۹-۱۳-۳-۴ در دیوارهای تحت اثر نیروی محوری خالص کششی، مقدار ضریب α_c در رابطه‌ی (۹-۱۳-۲) بر اساس رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

$$\alpha_c = 0.17 \left(1 + 0.29 \frac{N_u}{A_g} \right) \geq 0 \quad (۹-۱۳-۳)$$

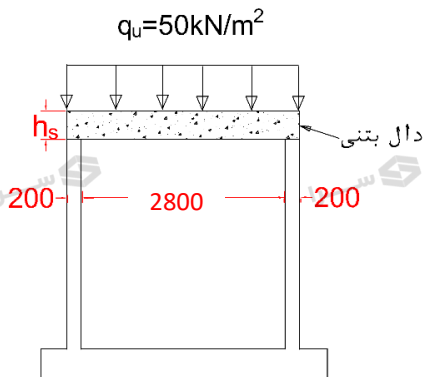
علامت N_u برای کشش، منفی در نظر گرفته می‌شود.

۹-۷-۴ ضریب‌های کاهش مقاومت

۹-۷-۴-۵ در تعیین ضریب کاهش مقاومت برای طراحی در مقابل برش، برای سازه‌هایی که با عملکرد قاب خمشی ویژه، دیوار سازه‌ای ویژه، و یا دیوار سازه‌ای متوسط پیش ساخته در مناطق لرزه‌ای با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد، در مقابل تاثیرات زلزله، E ، مقاومت می‌کنند، باید موارد زیر را رعایت نمود:

الف- در هر عضو طراحی شده جهت مقاومت در مقابل E ، اگر مقاومت برشی اسمی عضو کمتر از برش متناظر با توسعه‌ی مقاومت خمشی اسمی عضو باشد، ضریب کاهش مقاومت در برش $\phi = 0.60$ در نظر گرفته می‌شود.

۳۷- مقطع یک کانال بتنی مدفون در خاک با سقف دال با بار گسترده یکنواخت ضریب دار برابر 50 kN/m^2 (با احتساب وزن دال بتنی) که با اتصال ساده بر روی دیوار قرار دارد، مطابق شکل زیر است. حداقل ضخامت دال برای آنکه به آرماتور عرضی برشی نیاز نباشد به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ نوع بتن معمولی و از رده C25، مقدار درصد آرماتور خمشی 0.0018 و پوشش بتن از مرکز آرماتورهای خمشی دال برابر 50 mm فرض شود. اندازه‌ها روی شکل به میلی‌متر است.



$$h_s = 300 \text{ mm} \quad (۱)$$

$$h_s = 200 \text{ mm} \quad (۲)$$

$$h_s = 150 \text{ mm} \quad (۳)$$

$$h_s = 250 \text{ mm} \quad (۴)$$

پاسخ صحیح سوال:

گزینه «۴» صحیح است. (سطح سوال متوسط)

$$V_u \leq \phi V_c \rightarrow \left(\frac{q_u (L_n - 2d)}{2} \right) \leq (0.75 \times 0.66 \times \rho^{1/3} \sqrt{f'_c} b_w d)$$

برش در واحد عرض دال (۱ متر) باید کمتر از مقاومت برشی بتن به تنهایی (بدون VS) می باشد. توجه کنید که واحد بار گسترده در واحد عرض دال kN/m خواهد بود که معادل N/mm می باشد. برش ثقیلی را می توان در مقطع بحرانی برش (به فاصله d از بر تکیه گاه) محاسبه کرد. بنابراین برش وارد بر دال در مقطع بحرانی برابر $q_u (L_n - 2d)$ خواهد بود.

$$\left(\frac{50(2800 - 2 \times d)}{2} \right) \leq (0.75 \times 0.66 \times 0.0018^{1/3} \sqrt{25} \times 1000 \times d)$$

$$(70000 - 50d) \leq (301 \times d) \rightarrow d \geq 199 \text{ mm}$$

ضخامت دال طبقه صورت مساله 50mm بیشتر از عمق موثر می باشد:

$$\rightarrow h_s = d + 50 \quad \rightarrow h_s \geq 249 \text{ mm}$$

۴-۴-۸-۹ محاسبه‌ی مقاومت برشی تامین شده توسط بتن، V_c

۲-۴-۴-۸-۹ برای اعضای بتنی که در آن‌ها از حداقل فولاد عرضی استفاده نشده باشد،

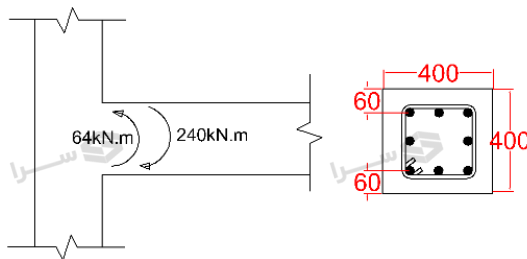
از رابطه‌ی (۱۳-۸-۹) تعیین می‌شود. $V_c, A_v < A_{v,min}$

$$V_c = \left(0.66 \lambda_s \lambda (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \quad (13-8-9)$$

۵-۴-۴-۸-۹ ضریب اصلاح تاثیر اندازه، λ_s ، به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+d/250}} \leq 1.0 \quad (14-8-9)$$

۳۸- در یک تیر بتنی از سازه با سیستم قاب خمشی با شکل پذیری متوسط حداکثر لنگرهای حاصل از تحلیل تحت ترکیب بارهای با ضریب در بر ستون برابر 240 kN.m و $+64 \text{ kN.m}$ مطابق شکل به دست آمده است. بدون در نظر گرفتن اثر آرماتورهای فشاری و براساس همین اطلاعات، مساحت آرماتورهای پایین تیر به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بتن معمولی و از رده C25 و آرماتور از نوع S340 است. ابعاد در شکل به میلی متر است؟



$$A_{s \text{ bot}} = 640 \text{ mm}^2 \quad (۱)$$

$$A_{s \text{ bot}} = 810 \text{ mm}^2 \quad (۲)$$

$$A_{s \text{ bot}} = 560 \text{ mm}^2 \quad (۳)$$

$$A_{s \text{ bot}} = 2790 \text{ mm}^2 \quad (۴)$$

پاسخ صحیح سوال:

گزینه «۲» صحیح است. (سطح سوال با توجه به تکراری بودن آن متوسط) در تیرهای قابهای خمشی با شکل پذیری متوسط مطابق بند زیر باید مساحت میلگردهای خمشی فوقانی و تحتانی تیر به گونه انتخاب شود که مقاومت خمشی مثبت تیر در بر تکیه گاه (ϕM_n^+) حداقل برابر یک سوم مقاومت خمشی منفی تیر $(\frac{\phi M_n^-}{3})$ در همان تکیه گاه باشد. بنابراین در سوال فوق اگر مقاومت خمشی منفی برابر 240 kN.m تامین شود، مقاومت خمشی مثبت نیز حداقل باید برابر 80 kN.m (یک سوم 240) باشد.

از طرفی با توجه به گزینه ها درصد میلگرد طولی خمشی تیر حدود $\rho \approx \frac{800}{bd} = 0.005$ باشد و برای این درصد میلگرد بازوی خمشی حدود $Z \approx 0.95d$ خواهد بود:

$$\begin{aligned} \left(M_u^+ = \max \left(\frac{240}{3} = 80 \text{ kN.m} \right) = 80 \text{ kN.m} \right) &\leq \phi A_s^+ f_y Z \\ &= 0.9 \times A_s^+ \times 340 \times (0.95 \times 340) \\ A_s^+ &\geq 810 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

۲-۵-۲۰-۹ تیرها در قاب‌های با شکل پذیری متوسط

۲-۲-۵-۲۰-۹ آرماتورهای طولی

۲-۲-۲-۵-۲۰-۹ در هر طرف تیر در بر تکیه‌گاه، مقاومت خمشی مثبت نباید از یک سوم مقاومت خمشی منفی همان تکیه‌گاه کمتر باشد. همچنین، مقاومت خمشی مثبت یا منفی در هر مقطعی در طول تیر، نباید از یک پنجم حداکثر مقاومت خمشی تیر در مقطع بر تکیه‌گاه در دو انتهای تیر کمتر باشد.

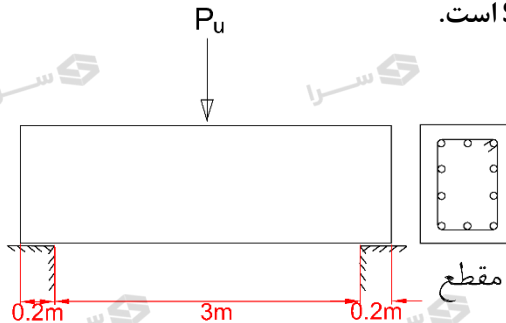
$$\begin{aligned}\varphi M_{n,r}^+ &\geq \frac{\varphi M_{n,r}^-}{3} \\ \varphi M_{n,l}^+ &\geq \frac{\varphi M_{n,l}^-}{3} \\ \varphi M_n^+ &\geq \max\left(\frac{\varphi M_{n,r}^-}{5}, \frac{\varphi M_{n,l}^-}{5}\right) \\ \varphi M_n^- &\geq \max\left(\frac{\varphi M_{n,r}^-}{5}, \frac{\varphi M_{n,l}^-}{5}\right)\end{aligned}$$

توجه: علاوه بر محاسبات فوق میلگرد حداقل خمشی نیز باید کنترل شود:

$$A_{s-min} = \rho_{min} \times bd = 0.0041 \times 400 \times 340 = 560 \text{ mm}^2$$

آرماتور محاسباتی (810) بیش از مقدار حداقل خمشی می باشد و بنابراین پاسخ همان 810 خواهد بود.

۳۹- یک تیر دو سر ساده بتن آرمه مطابق شکل زیر تحت بار متمرکز در وسط دهانه قرار دارد. صرف نظر از مقدار نیروی وارده در صورتی که آرماتورهای برشی عرضی تنها در پیرامون تیر باشند، حداقل مقدار این آرماتورها به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ بتن معمولی و از رده C25 و آرماتور S400 است.



Φ8@190 mm (۱)

Φ8@150 mm (۲)

Φ12@150 mm (۳)

Φ12@190 mm (۴)

پاسخ صحیح سوال:

گزینه «۳» صحیح است. (سطح سوال با توجه به جدید بودن آن سخت)

با توجه به اینکه عمق تیر (850 mm) بیش از یک چهارم طول آزاد تیر ($3000/4=750 \text{ mm}$) می باشد، تیر عمیق محسوب شده و آرماتور عرضی حداقل آن باید بر اساس ضوابط مربوط به تیرهای عمیق تعیین گردد. فواصل آرماتورهای عرضی باید کمتر از $\frac{d}{5} = \frac{780}{5} = 156 \text{ mm}$ باشد و بنابراین گزینه های ۱ و ۴ غیر قابل قبول هستند. علاوه بر فواصل، نسبت آرماتور برشی نیز باید کنترل گردد:

$$\frac{A_v}{s} \geq (0.0025b_w = 0.0025 \times 600 = 1.5 \text{ mm}^2/\text{mm})$$

مقادیر $\frac{A_v}{s}$ در گزینه ها به صورت زیر است:

$$\begin{aligned} (1): \phi 8@190 &\rightarrow \frac{2 \times 50}{190} = 0.526 & (2): \phi 8@150 &\rightarrow \frac{2 \times 50}{150} = 0.66 \\ (3): \phi 12@150 &\rightarrow \frac{2 \times 113}{150} = 1.5 & (4): \phi 12@190 &\rightarrow \frac{2 \times 113}{190} = 1.19 \end{aligned}$$

بنابراین تنها گزینه ۳ حداقل مقدار لازم (1.5) را تامین می کند.

۸-۱۱-۹ تیرهای عمیق

۸-۱۱-۹-۱ تیرهای عمیق اعضایی هستند که در یک وجه تحت بار قرار گرفته و در وجه مقابل روی تکیه‌گاه‌ها قرار دارند؛ به طوری که امکان به وجود آمدن المان‌های فشاری "بست" از سمت بار به سمت تکیه‌گاه‌ها وجود داشته باشد؛ و نیز حداقل یکی از ضوابط (الف) یا (ب) برقرار باشند:

الف- نسبت طول دهانه‌ی آزاد به ارتفاع کل مقطع، l_n/h ، بیش‌تر از ۴ نباشد.

ب- در محدوده‌ی $2h$ از تیر تکیه‌گاه، بارهای متمرکز اعمال شده باشند.

۸-۱۱-۹-۲ محدودیت‌های ابعادی و آرماتور گذاری تیرهای عمیق

۸-۱۱-۹-۲-۲ آرماتورهای توزیع شده در وجوه کناری تیرهای عمیق باید مطابق ضوابط (الف) و (ب) باشند:

الف- مساحت آرماتورهای برشی توزیع شده در راستای عمود بر محور طولی تیر، A_v ، حداقل باید $0.0025b_w s$ باشد؛ که در آن s ، فاصله‌ی آرماتورهای برشی عرضی است.

ب- مساحت آرماتورهای برشی توزیع شده در راستای موازی با محور طولی تیر، A_{vh} ، حداقل باید $0.0025b_w s_2$ باشد؛ که در آن s_2 ، فاصله‌ی آرماتورهای برشی طولی است.

۸-۱۱-۹-۲-۵ فاصله‌ی آرماتورهای برشی طولی و عرضی در تیر عمیق، نباید از مقادیر $d/5$ و ۳۰۰ میلی متر بیش‌تر باشد.

۴۰- برای محاسبهٔ صلبیت خمشی مؤثر مقطع یک ستون، مقدار ضریب β_{dns} با اطلاعات زیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بار دائمی را 25 درصد بار زنده در نظر بگیرید. ستون متعلق به یک ساختمان با کاربری محل اجتماع فرض شود. فرض نمایید نیروی محوری ستون ناشی از حالت‌های بارگذاری مرده، زنده و زلزله به شرح زیر است:

$$P_D = 1000 \text{ kN}, P_L = 300 \text{ kN}, P_E = 200 \text{ kN}$$

0.5 (۴)

1.0 (۳)

0.775 (۲)

0.875 (۱)

پاسخ صحیح سوال:

گزینه ؟

بار محوری برای هر ترکیب بار به طور اختصاصی محاسبه می‌شود. در صورت سوال ترکیب بار مشخص نشده است. در ادامه برای ترکیب بارهای مختلف مقدار این ضریب محاسبه شده است. با توجه به اینکه سازه محل اجتماع می‌باشد، کاهش بار زنده در نظر گرفته نخواهد شد:

$$1.4D \quad \beta_{dns} = \frac{\text{بار محوری دائمی}}{\text{بار محوری ضریبدار}} = \frac{1.4 \times 1000}{1.4 \times 1000} = 1$$

$$1.2D + 1.6L \quad \beta_{dns} = \frac{\text{بار محوری دائمی}}{\text{بار محوری ضریبدار}} = \frac{1.2 \times 1000 + 1.6(0.25 \times 300)}{1.2 \times 1000 + 1.6 \times 300} = 0.785$$

$$1.2D + L + E \quad \beta_{dns} = \frac{\text{بار محوری دائمی}}{\text{بار محوری ضریبدار}} = \frac{1.2 \times 1000 + 0.25 \times 300}{1.2 \times 1000 + 300 + 200} = 0.75$$

$$1.2D + L - E \quad \beta_{dns} = \frac{\text{بار محوری دائمی}}{\text{بار محوری ضریبدار}} = \frac{1.2 \times 1000 + 0.25 \times 300}{1.2 \times 1000 + 300 - 200} = 0.98$$

۹-۶-۵-۲-۲ بار بحرانی کمانشی ستون

بار بحرانی کمانشی ستون، P_c ، از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌گردد:

$$P_c = \frac{\pi^2(EI)_{eff}}{(kl_u)^2} \quad (۵-۶-۹)$$

۹-۶-۵-۲-۳ $(EI)_{eff}$ با استفاده از یکی از روابط زیر تعیین شود:

$$(EI)_{eff} = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_{dns}} \quad (۶-۶-۹)$$

$$(EI)_{eff} = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_{dns}} \quad (۷-۶-۹)$$

$$(EI)_{eff} = \frac{E_c I}{1 + \beta_{dns}} \quad (۸-۶-۹)$$

در روابط فوق، β_{dns} برابر با نسبت حداکثر بار محوری دائمی ضریب‌دار ستون به حداکثر بار محوری ضریب‌دار بوده، و ممان اینرسی I در رابطه‌ی (۸-۶-۹) برابر با مقدار تعیین شده از جدول ۹-۶-۲-ب برای ستون‌ها و دیوارها می‌باشد.

توجه شود که طبق متن ACI نیروی محوری در محاسبه ضریب فوق برای هر ترکیب بار باید به صوت مجزا محاسبه شود:

ACI-318-19:

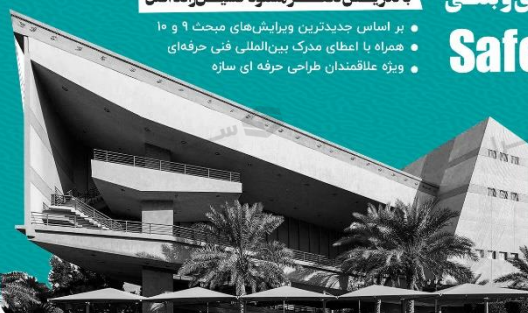
where β_{dns} shall be the ratio of maximum factored sustained axial load to maximum factored axial load associated with the same load combination and I in Eq. (6.6.4.4.4c) is calculated according to Table 6.6.3.1.1(b) for columns and walls.

با تدریس دکتر مسعود حسین زاده اصل

- بر اساس جدیدترین ویرایش‌های مبحث ۹ و ۱۰
- همراه با اعطای مدرک بین‌المللی فنی حرفه‌ای
- ویژه علاقمندان طراحی حرفه‌ای سازه

دوره جامع طراحی سازه‌های فولادی و بتنی

بانرم افزار Safe, Etabs





کلیک کنید

مدرس: دکتر مسعود حسین زاده اصل

تلفن: ۰۲۱-۲۲۶۳۸۷۱۳

تلفن: ۰۲۱-۲۲۶۳۸۷۱۴

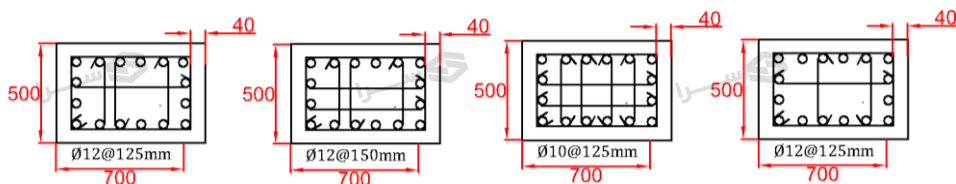
۴۱- در یک قاب خمشی بتنی ویژه کدامیک از مقاطع زیر در ناحیه بحرانی ستون‌ها قابل قبول است؟ حداکثر نیروی برشی ستون‌ها ناشی از کلیه ترکیبات بارگذاری برابر 200 کیلونیوتن بوده و سایر اطلاعات به شرح زیر است: ابعاد در شکل به میلی‌متر است.

$$P_u = 2200 \text{ kN}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{پوشش بتن} = 40 \text{ mm}$$



شکل (۴)

شکل (۳)

شکل (۲)

شکل (۱)

پاسخ صحیح سوال:

گزینه «۱» صحیح است. (سطح سوال سخت)

آرماورهای عرضی در ستونها با ۲ هدف قرار داده میشوند. هدف اول شکل پذیری است و هدف دوم مقابله با برش. در این سوال هر دو مورد باید کنترل شود.

کنترل شکل پذیری:

اگر ستون پرفشار باشد باید کلیه میلگردهای طولی مهار شوند (در این صورت تنها گزینه ۳ صحیح خواهد بود).

کنترل پرفشار بودن ستون:

$$P_u = 2200 \text{ kN} \leq? \quad 0.3A_g f'_c = 0.3 \times 500 \times 700 \times 25 = 2625 \text{ kN}$$

ستون کم فشار است و الزامی به مهار تمامی میلگردهای طولی توسط آرماور عرضی نیست.

کنترل حجم آرماتور عرضی جهت تامین شکل پذیری:

$$\frac{A_{sh}}{s b_c} \geq \text{Max} \left\{ \begin{aligned} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{F_{yt}} &= 0.3 \left(\frac{500 \times 700}{420 \times 620} - 1 \right) \frac{25}{400} = 0.0064 \\ 0.09 \frac{25}{400} &= 0.0056 \end{aligned} \right. = 0.0064$$

بررسی گزینه ها (برای هر گزینه نسبت در هر دو راستای طولی و عرضی مقطع محاسبه شده است):

$$(1): \frac{A_{sh}}{s b_c} = \begin{cases} \frac{3 \times 113}{125 \times 420} = 0.0064 \\ \frac{5 \times 113}{125 \times 620} = 0.0072 \end{cases}$$

$$(2): \frac{A_{sh}}{s b_c} = \begin{cases} \frac{4 \times 113}{150 \times 420} = 0.0071 \\ \frac{5 \times 113}{150 \times 620} = 0.006 \end{cases}$$

$$(3): \frac{A_{sh}}{s b_c} = \begin{cases} \frac{4 \times 78}{125 \times 420} = 0.0059 \\ \frac{6 \times 78}{125 \times 620} = 0.006 \end{cases}$$

$$(4): \frac{A_{sh}}{s b_c} = \begin{cases} \frac{3 \times 113}{125 \times 420} = 0.0064 \\ \frac{4 \times 113}{125 \times 620} = 0.0058 \end{cases}$$

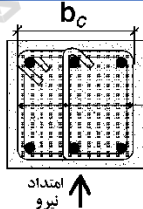
تنها گزینه ای که در هر دو راستا حداقل نسبت 0.0064 را تامین می کند، گزینه ۱ می باشد (شکل زیر برگرفته از کتاب بتن ویژه آزمون محاسبات می باشد).

$\left. \begin{aligned} P_u &\leq 0.3 A_g f'_c \\ f'_c &\leq 70 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \frac{A_{sh}}{s b_c} \geq \text{Max} \left\{ \begin{aligned} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{aligned} \right.$

$\left. \begin{aligned} P_u &> 0.3 A_g f'_c \\ f'_c &> 70 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \frac{A_{sh}}{s b_c} \geq \text{Max} \left\{ \begin{aligned} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.2 k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \end{aligned} \right.$

$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0$
ضریب مقاومت بتن

$k_n = \frac{n_i}{n_i - 2}$
ضریب تاثیر محصور شدگی



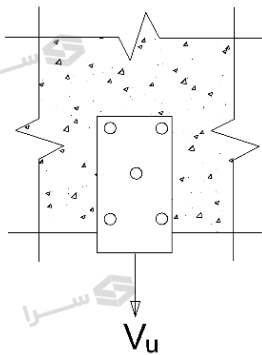
در ناحیه ی بحرانی
ستون در قاب
با شکل پذیری
زیاد

n_i تعداد آرماتورها یا گروه آرماتورهای واقع در محیط هسته ستون با دورگیرهای یا خطوط مستقیم، که از نظر عرضی به قلاب لرزهای یا گوشه دورگیرها متکی هستند.

A_{ch} سطح مقطع هسته عضو که تا بر بیرونی آرماتور عرضی بعد هسته ی مرکزی مقطع تا بر خارجی آرماتور عرضی اندازه گیری

A_{sh} سطح مقطع کل آرماتور عرضی، شامل سنجاقی ها، در فاصله ی S از یک دیگر و عمود بر ضلع b_c

۴۲- مطابق شکل زیر برای انتقال برش به لبه یک قطعه بتنی که در موضع موردنظر فاقد میلگرد است، از پنج گل‌میخ سردار تعبیه شده که به یک ورق فولادی به ضخامت 15 mm جوش شده‌اند استفاده می‌شود. محاسبات نشان می‌دهد مقاومت اسمی فولاد مهارها در برش (که شکل‌پذیر است) 2.2 برابر بیشترین مقداری است که برای مقاومت اسمی گسیختگی لبه بتن در برش می‌توان به دست آورد. حداکثر چند گل‌میخ سردار را می‌توان از طرح حذف کرد بدون آنکه مقاومت طراحی اتصال برای انتقال برش کاهش یابد؟ سطح مقطع مؤثر فولاد مهار در برش برابر با مجموع سطح مقطع گل‌میخ‌ها بوده و لزومی به کنترل مقاومت قلوچه‌کن شدن بتن برای مهار در برش نمی‌باشد. فاصله ورق اتصال از سایر لبه‌های عضو بسیار زیاد است.



(۱) 2 عدد

(۲) 3 عدد

(۳) 1 صفر

(۴) صفر

پاسخ صحیح سوال:

گزینه «۱» صحیح است. (سطح سوال با توجه به جدید بودن آن سخت)

مقاومت مهار بر اساس مقاومت فولاد مهارها از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$V_u \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \text{مقاومت فولاد مهار در برش} \\ \text{مقاومت گسیختگی لبه بتن در برش} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} \phi V_{sa} = 0.65 V_{sa} \\ \phi V_{cbg} = 0.7 V_{cbg} \end{array} \right.$$

طبق جدول ۹-۱۸-۲، با توجه به اینکه رفتار مهارها در برش شکل‌پذیر است، ضریب کاهش مقاومت برشی فولاد مهار برابر $\phi = 0.65$ خواهد بود.

طبق جدول ۹-۱۸-۲، برای گسیختگی لبه بتن در برش (با توجه به عدم وجود آرماتور اضافی) برابر $\phi = 0.7$ خواهد بود.

در صورت سوال عنوان شده که مقاومت اسمی فولاد مهار در برش 2.2 برابر مقاومت اسمی گسیختگی لبه بتن می‌باشد و بنابراین:

$$V_u \leq \left(\text{پیچ ۵ اتصال با ۵ پیچ} = \text{Min} \begin{cases} \phi V_{sa} = 0.65 \times 2.2 V_{cbg} = 1.43 V_{cbg} \\ \phi V_{cbg} = 0.7 V_{cbg} \end{cases} \right) = 0.7 V_{cbg}$$

اگر ۲ پیچ پایین (نزدیک به لبه بتن) حذف گردد، تمامی پارامترهای مربوط به محاسبه مقاومت گسیختگی لبه (V_{cbg}) ثابت می ماند و تغییر نمی کنند. ولی مقاومت مربوط به فولاد مهارها به $\frac{3}{5}$ مقدار اولیه کاهش خواهد یافت:

$$V_u \leq \left(\text{پیچ ۳ اتصال با ۳ پیچ} = \text{Min} \begin{cases} \phi V_{sa} = 0.65 \times 2.2 \times \frac{3}{5} \times V_{cbg} = 0.858 V_{cbg} \\ \phi V_{cbg} = 0.7 V_{cbg} \end{cases} \right) = 0.7 V_{cbg}$$

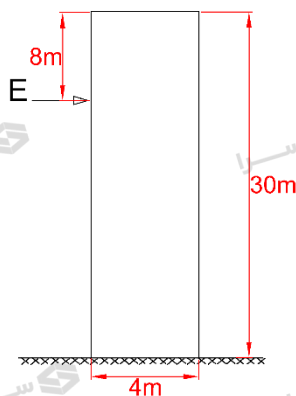
بنابراین در این حالت باز هم مقاومت نهایی اتصال همان مقدار قبلی حفظ خواهد شد.

ولی اگر ۳ پیچ پایین حذف گردد، مقاومت کاهش خواهد یافت:

$$V_u \leq \left(\text{پیچ ۲ اتصال با ۲ پیچ} = \text{Min} \begin{cases} \phi V_{sa} = 0.65 \times 2.2 \times \frac{2}{5} \times V_{cbg} = 0.572 V_{cbg} \\ \phi V_{cbg} = 0.7 V_{cbg} \end{cases} \right) = 0.572 V_{cbg}$$

بنابراین تنها ۲ پیچ را می توان حذف کرد.

۴۳- یک دیوار برشی بتنی با شکل پذیری ویژه تحت نیروی جانبی زلزله طرح (E) که برآیند آن در فاصله ۸ متری از بالای دیوار است قرار دارد و طوری طراحی می شود که در آن یک مقطع بحرانی برای خمش و بارهای محوری در پای آن (روی تکیه گاه) وجود داشته باشد. چنانچه براساس معیار تغییر مکان جانبی طرح، عضو مرزی مورد نیاز باشد، آرماتورهای عرضی ویژه در اجزای مرزی حداقل تا چه ارتفاعی باید در بالای مقطع بحرانی قرار داده شوند؟ نزدیک ترین گزینه به پاسخ را انتخاب کنید. از برش و لنگرهای ناشی از سایر بارها در صرف نظر شود.



7.5 m (۱)

4 m (۲)

5.5 m (۳)

8 m (۴)

پاسخ صحیح سوال:

گزینه «۳» صحیح است. (سطح سوال با توجه به جدید بودن آن سخت)

$$\text{ارتفاع المان مرزی ویژه} = \text{Max} \left\{ \left(\frac{M_u}{4V_u} \right) = \text{Max} \left\{ \left(\frac{E \times 22}{4E} \right) = \text{Max} \left\{ \frac{5.5}{4} = 5.5m \right. \right. \right.$$

توجه داشته باشید که مطابق تنها زمانی می توان مطابق رابطه فوق محل قطع المان مرزی ویژه را تعیین کرد که همزمان یکی از دو شرط ارائه شده در قسمت ب از بندهای زیر نیز تامین شوند.

۹-۲۰-۷-۴ اجزای مرزی در دیوارهای سازه‌ای با شکل پذیری زیاد (ویژه)

۹-۲۰-۷-۴ در دیوارها یا دیوار پایه‌هایی که در آن‌ها $\frac{h_{wcs}}{l_w} \geq 2.0$ بوده و از شالوده‌ی سازه تا بالای آن به صورت پیوسته ادامه داشته و در آن‌ها طراحی تنها برای یک مقطع بحرانی در خمش و بار محوری انجام شده باشد، باید ضوابط (الف) و (ب) این بند رعایت گردند:

الف- در مواردی که رابطه‌ی زیر برقرار باشد، نواحی فشاری دیوار باید با اجزای مرزی ویژه تقویت شوند.

$$\frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{l_w}{600c} \quad (۹-۲۰-۱۲-الف)$$

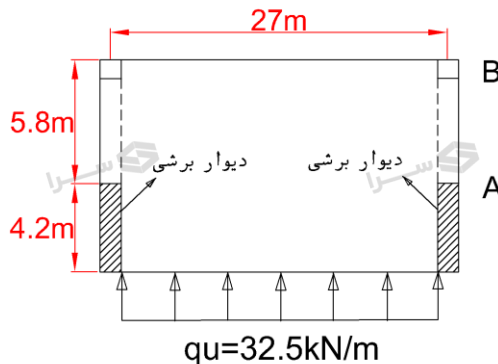
در رابطه‌ی فوق، c فاصله‌ی محور خنثی از دورترین تار فشاری است که برای بار محوری ضریب‌دار به همراه مقاومت خمشی اسمی هم‌ساز با تغییر مکان جانبی طرح، δ_u محاسبه می‌شود. نسبت $\frac{\delta_u}{h_{wcs}}$ نباید کمتر از ۰/۰۵ منظور شود.

ب- در مواردی که بر اساس ضابطه‌ی (الف) به اجزای مرزی ویژه نیاز باشد، آرماتورهای عرضی ویژه در اجزای مرزی باید، به جز در مواردی که در بند ۹-۲۰-۷-۴ (خ) اجازه داده شده اند، در امتداد قائم در بالا و پایین مقطع بحرانی، حداقل به اندازه‌ی بزرگ‌ترین دو مقدار l_w و $\frac{M_u}{4V_u}$ ، ادامه یابند. علاوه بر آن یا باید $b \geq 4\sqrt{cl_w}$ بوده و یا $\delta_c/h_{wcs} \geq 1.5\delta_u/h_{wcs}$ صادق باشد.

مقدار δ_c/h_{wcs} از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$\delta_c/h_{wcs} = \frac{1}{100} \left(4 - \frac{1}{50} \left(\frac{l_w}{b} \right) \left(\frac{c}{b} \right) - \frac{V_e}{0.66 \sqrt{f'_c A_{cv}}} \right) \geq 0.015 \quad (۹-۲۰-۱۲-ب)$$

۴۴- در شکل زیر پلان یک دیافراگم که تحت بار جانبی ناشی از فشار استاتیکی خاک (ضریب دار) قرار دارد نشان داده شده است. محاسبات براساس یک مدل تیر دو سر ساده از دیافراگم نشان می‌دهد که عضو جمع‌کننده AB (هم‌عرض با دیوار) مورد نیاز است. حداقل میلگرد موردنیاز فقط برای انتقال کشش در جمع‌کننده به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ رده فولاد و بتن به ترتیب S300 و C25 است. فقط دیوارهای برشی به عنوان اعضای قائم سیستم باربر جانبی در نظر گرفته شوند. همچنین توزیع برش در عرض دیافراگم یکنواخت فرض شود.



۱) 700 mm^2

۲) 1650 mm^2

۳) 1000 mm^2

۴) 1250 mm^2

پاسخ صحیح سوال:

گزینه «۳» صحیح است. (سطح سوال با توجه به جدید بودن آن سخت)

کل برش در تکیه گاهها برابر خواهد بود با:

$$\frac{q_u L}{2} = \frac{32.5 \times 27}{2} = 438 \text{ kN}$$

بخشی از برش فوق به صورت برش به موازات دیوار منتقل می‌شود و بخشی به صورت کشش در نقطه A:

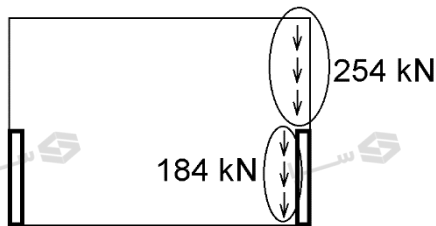
با توجه به توزیع یکنواخت برش در عرض دیافراگم، بخشی از نیرو که به صورت محوری در نقطه A منتقل می‌شود برابر خواهد بود با:

$$P_u = 438.75 \times \frac{5.8}{5.8 + 4.2} = 254 \text{ kN}$$

$$P_u = 254 \text{ kN} \leq \phi A_s f_y = 0.9 A_s \times 300 \rightarrow A_s = 942 \text{ mm}^2$$

توجه: اگر نیروی جمع شونده مربوط به اثر زلزله باشد

باید به صورت تشدید یافته در نظر گرفته شود.



جعبه ابزار محاسبات

دانلود رایگان (نسخه الکترونیک)

قابل استفاده برای متقاضیان آزمون‌های حرفه‌ای

روابط و جداول کاربردی از:

- ☒ مقاومت مصالح
- ☒ بارگذاری و زلزله
- ☒ تحلیل سازه‌ها
- ☒ سازه‌های فولادی



کلیک کنید



OmranSara.ir



AzmoonSara.org

سرا الگوی برتر آموزش‌های حرفه‌ای در صنعت ساختمان

۴۵- در یک دال بتنی به عمق مؤثر 250 میلی‌متر برای کنترل برش پانچ روی ستون وسط دهانه به ابعاد 500×500 میلی‌متر از گل‌میخ‌های برشی سردار استفاده می‌شود. براساس این اطلاعات، کمترین مقدار $\frac{A_v}{s}$ قابل قبول به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟

$$f_y = 400 \text{ MPa}, f'_c = 30 \text{ MPa}$$

۱) $6 \text{ mm}^2/\text{mm}$

۲) $7 \text{ mm}^2/\text{mm}$

۳) $5 \text{ mm}^2/\text{mm}$

۴) $4 \text{ mm}^2/\text{mm}$

پاسخ صحیح سوال:

گزینه «۲» صحیح است. (سطح سوال با توجه به جدید بودن سخت)

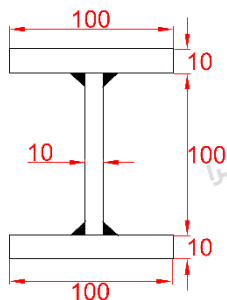
$$\frac{A_v}{s} \geq 0.17\sqrt{30} \frac{4 \times 750}{400} = 6.98 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

۹-۸-۴-۳ در صورت استفاده از گل‌میخ‌های برشی سردار، نسبت A_v/s باید رابطه‌ی زیر را برآورده نماید:

$$\frac{A_v}{s} \geq 0.17\sqrt{f'_c} \frac{b_o}{f_{yt}}$$

(۹-۸-۲۵)!

۴۶- مقدار پارامتر ثابت تابیدگی (C_w) مقطع I شکل زیر به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



(۱) $6000 \times 10^6 \text{ mm}^6$

(۲) $3000 \times 10^6 \text{ mm}^6$

(۳) $4000 \times 10^6 \text{ mm}^6$

(۴) $5000 \times 10^6 \text{ mm}^6$

پاسخ صحیح سوال:

گزینه «۴» صحیح است. (سطح سوال آسان)

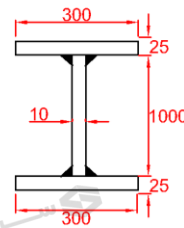
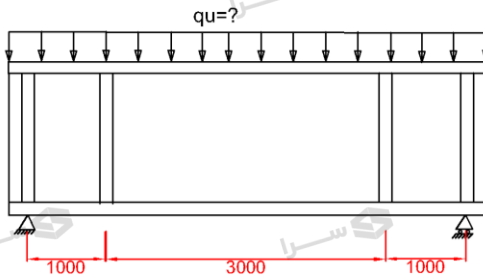
ضریب C_w در محاسبات مربوط به مقاومت فشاری ستونهای فولادی استفاده می‌شود که طبق یادداشت صفحه ۵۱ مبحث دهم می‌توان مقدار آنرا برای مقاطع I شکل برابر $I_y h_0^2 / 4$ در نظر گرفت. در محاسبه I_y نیز می‌توان از جان صرف نظر کرد:

$$C_w = \left(2 \times \frac{10 \times 100^3}{12} \right) \times \frac{110^2}{4} = 5041 \times 10^6 \text{ mm}^6$$

یادداشت: برای مقاطع I شکل با تقارن دو محوره، C_w را می‌توان مساوی $I_y h_0^2 / 4$ در نظر گرفت که در آن h_0 فاصله مرکز به مرکز بال‌ها می‌باشد. برای مقاطع سپری و نبشی جفت در محاسبه F_{cr} می‌توان از جملات حاوی C_w صرف‌نظر نموده و x_0 را مساوی صفر در نظر گرفت.

۴۷- فقط براساس کنترل برش در چشمه‌های ابتدایی و انتهایی، حداکثر مقدار q_u قابل تحمل توسط تیر شکل زیر به کدامیک از گزینه‌ها نزدیک‌تر است؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است.

$$F_y = 240 \text{ MPa} \text{ و } E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$



۳۵۰ kN/m (۱)

۶۰۵ kN/m (۲)

۵۴۰ kN/m (۳)

۱۳۶۰ kN/m (۴)

پاسخ صحیح سوال:

گزینه «۳» صحیح است. (سطح سوال با توجه به تکراری بودن آن آسان)

در چشمه‌های انتهایی نمی‌توان از اثر میدان کششی استفاده نمود. شکل زیر برگرفته از کتاب بتن ویژه آزمون محاسبات می‌باشد.

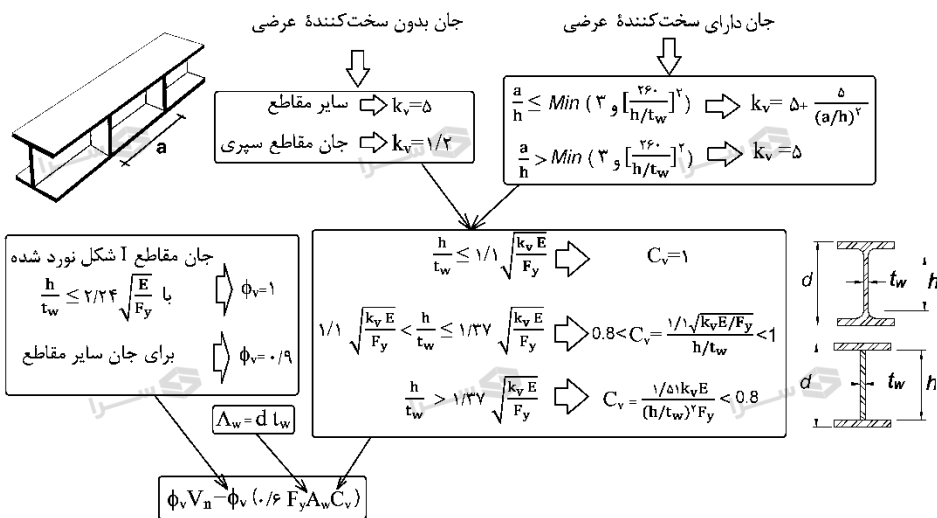
$$\frac{a}{h} = \frac{1000}{1000} = 1 \rightarrow k_v = 5 + \frac{5}{(1)^2} = 10$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{1000}{10} = 100 \leq 1.1 \sqrt{\frac{10 \times 2 \times 10^5}{240}} = 100.4 \rightarrow C_v = 1$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

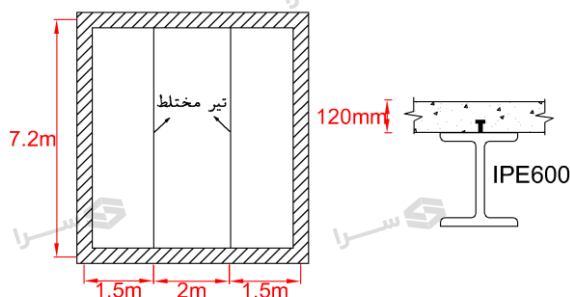
$$\rightarrow \left. \begin{aligned} V_u &= \frac{q_u \times 5000}{2} = 2500 q_u \\ \phi V_n &= 0.9 \times 0.6 f_y A_w C_v = 0.9 \times 0.6 \times 240 \times 10500 \times 1 = 1360800 N \end{aligned} \right\}$$

$$2500 q_u \leq 1360800 \rightarrow q_u \leq 544 \frac{N}{mm} = 544 \frac{kN}{m}$$



۴۸- برای پوشش یک سقف از دو تیر دو سر ساده با مقطع مختلط به دهانه ۷.۲ متر و با عملکرد مختلط کامل استفاده شده است. مقاومت خمشی مثبت اسمی این تیرها به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟

$$F_y = 240 \text{ MPa} \text{ و } f'_c = 30 \text{ MPa}$$



۱) 1600 kN.m

۲) 1800 kN.m

۳) 1200 kN.m

۴) 1400 kN.m

پاسخ صحیح سوال:

گزینه «۴» صحیح است. (سطح سوال با توجه به تکراری بودن آن آسان) محاسبه عرض موثر بتن برای هر تیرچه:

$$b_e = \min\left(\frac{7200}{8}, \frac{2000}{2}\right) + \min\left(\frac{7200}{8}, \frac{1500}{2}\right) = 900 + 750 = 1650 \text{ mm}$$

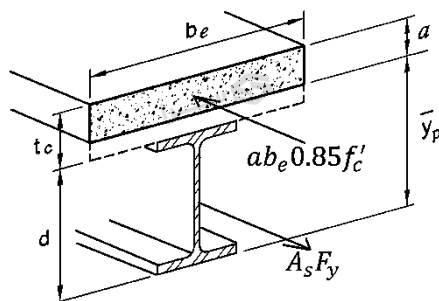
۱-۲-۳-۸-۱۰ عرض موثر و حداقل ضخامت دال بتنی

عرض موثر دال بتنی که در هر طرف تیر با آن به صورت مختلط عمل می‌نماید، نباید از کوچکترین مقادیر زیر بزرگتر در نظر گرفته شود.

۱. یک هشتم دهانه تیر (مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌های تیر)

۲. نصف فاصله محور تیر تا محور تیر مجاور

۳. فاصله محور تیر تا لبه دال



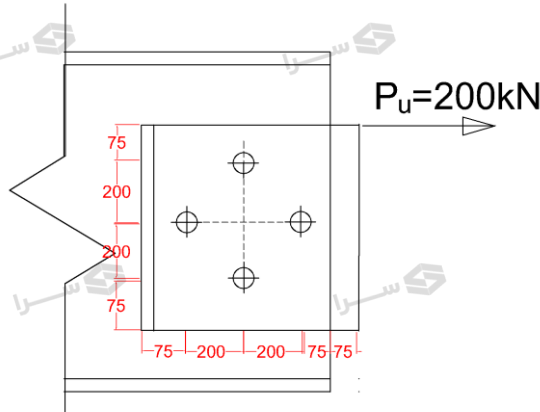
$$ab_e 0.85 f'_c = A_s F_y \rightarrow a = \frac{A_s F_y}{b_e 0.85 f'_c} = \text{نیروی کششی} = \text{نیروی فشاری}$$

$$a = \frac{A_s F_y}{b_e 0.85 f'_c} = \frac{15600 \times 240}{1650 \times 0.85 \times 30} = 89 \text{ mm}$$

مقدار بدست آمده برای a کمتر از ضخامت دال (120 mm) می باشد و بنابراین تار خنثی در داخل رابتن خواهد بود.

$$M_n = \text{بازو} \times \text{نیرو} = \varphi (A_s F_y) \left(\frac{d}{2} + t_c - \frac{a}{2} \right) \\ = (15600 \times 240) \left(\frac{600}{2} + 120 - \frac{89}{2} \right) = 1405 \text{ kN.m}$$

۴۹- در اتصال پیچی شکل زیر که یک ورق به جان یک تیر ۱ شکل متصل شده است، براساس کنترل برش در پیچ‌ها، حداقل قطر قابل قبول پیچ‌های از نوع 10.9 طبق استاندارد ISO به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ فرض نمائید سطح برش از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد و اتصال از نوع اتکایی است. در شکل ابعاد به میلی‌متر است.



M20 (۱)

M22 (۲)

M16 (۳)

M24 (۴)

پاسخ صحیح سوال:

گزینه «۲» صحیح است. (سطح سوال با توجه به تکراری بودن آن آسان)

نیروی وارد بر پیچ بحرانی (پیچ فوقانی) تحت اثر برش و پیچش برابر است با:

$$V_u = \frac{P_u}{4} + \frac{T_u}{4R} = \frac{200000}{4} + \frac{200000 \times 275}{4 \times 200} = 118750 \text{ N}$$

توجه کنید که فواصل پیچ‌ها از مرکز اتصال برابر است و با توجه به اینکه پیچ‌ها نیز یکسان می‌باشند

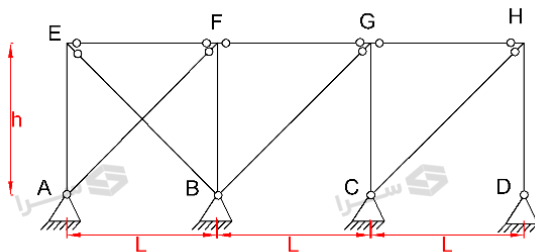
نیروی وارد بر پیچ تحت اثر پیچش به راحتی از رابطه $\frac{T_u}{4R}$ قابل محاسبه است.

نیروی وارد بر بولت باید مقاومت آن مقایسه شود:

$$V_u \leq \phi F_{nv} A_b \rightarrow 118750 \leq 0.75 \times 0.45 \times 1000 A_b$$

$$\rightarrow A_b \geq 351 \text{ mm}^2 \rightarrow M22$$

۵۰- در قاب مهاربندی شده شکل زیر، سطح مقطع اعضای AF و BE یکسان و برابر A_1 و سطح مقطع اعضای BG و CH یکسان و برابر A_2 است. حداقل نسبت قابل قبول A_1/A_2 برای آنکه قاب مذکور را بتوان به عنوان یک قاب مهاربندی شده همگرای ویژه در نظر گرفت، به کدام یک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ از تغییر طول محوری ستون ها صرف نظر نموده و سختی محوری تیرها بینهایت فرض شود.



(۱) $\frac{5}{3}$

(۲) $\frac{9}{7}$

(۳) $\frac{3}{2}$

(۴) $\frac{6}{7}$

پاسخ صحیح سوال:

گزینه «۳» صحیح است. (سطح سوال متوسط)

نیروی جانبی بر اساس سختی بین اعضا تقسیم می شود (سختی محوری EA/L) با توجه به ابعاد یکسان دهانه ها و توضیحاتی که در متن سوال آمده است، بار جانبی زلزله عملاً به نسبت سطح مقطع مهاربندها بین آن تقسیم خواهد شد.

اگر جهت نیروی زلزله از چپ به راست باشد، ۳ تا از قطری ها در فشار و تنها ۱ قطری (مهاربند EB) در کشش خواهد بود. طبق بند زیر حداقل ۳۰ درصد نیروی جانبی باید توسط مهاربند کششی تحمل شود. نیروی تحمل شده توسط مهاربند EB برابر است با:

$$E \times \frac{A_1}{2A_1 + 2A_2} \geq 0.3E \rightarrow \frac{A_1}{2A_1 + 2A_2} \geq 0.3 \rightarrow A_1 \geq 0.6A_1 + 0.6A_2$$

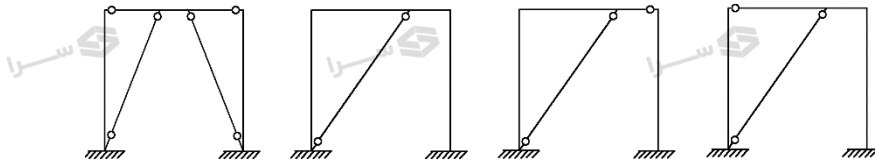
$$\rightarrow \frac{A_1}{A_2} \geq \frac{3}{2}$$

۱۱-۳-۱۰ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای ویژه

۱-۱۱-۳-۱۰ الزامات عمومی

ت) مهاربندی‌ها در امتداد هر محور در هر طبقه باید طوری در نظر گرفته شوند که در هر راستای بارگذاری حداقل ۳۰ درصد و حداکثر ۷۰ درصد نیروی جانبی سهم آن محور در کشش تحمل شود، مگر آن‌که اعضای مهاربندی‌های فشاری دارای مقاومتی بیشتر از آنچه تحلیل سازه برای بار زلزله از جمله ترکیبات بار تشدید یافته نشان می‌دهد، باشند. منظور از محور مهاربندی در این بند، یک یا چند محور مهاربندی‌شده مستقیم موازی است که به فاصله‌ای کمتر از ۱۰ درصد بُعد ساختمان در پلان، در جهت عمود بر محور، از یکدیگر قرار گرفته باشند.

۵۱- کدام یک از قاب‌های شکل زیر نمی‌تواند به‌عنوان قاب مهاربندی‌شده واگرا در نظر گرفته شود؟



ت

پ

ب

الف

(۱) (ب)

(۲) (ت)

(۳) (الف)

(۴) (پ)

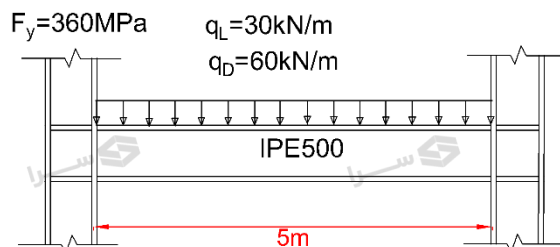
پاسخ صحیح سوال:

گزینه «۱» صحیح است. (سطح سوال با توجه به تکراری بودن آن ساده)

دو انتهای تیر پیوند نباید به صورت اتصال مفصلی باشد. در این صورت عملکرد مورد نظر برای تیر پیوند حاصل نخواهد شد. در گزینه ۱ (شکل ب) انتهای سمت راست تیر پیوند به صورت مفصل متصل شده است و قابل قبول نیست.

۵۲- در شکل زیر یک دهانه از یک قاب خمشی معمولی با اتصال از نوع WUF-W نشان داده شده است. فرض کنید تیر در یک فضای با کاربری مسکونی (بدون کاهش در مقدار بار زنده ولی کاهش در ضریب بار زنده) قرار دارد. حداقل مقاومت برشی موردنیاز (V_u) اتصال تیر به ستون به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟

$$F_y = 360 \text{ MPa}$$



495 kN (۱)

750 kN (۲)

635 kN (۳)

420 kN (۴)

پاسخ صحیح سوال:

گزینه «۳» صحیح است. (سطح سوال با توجه به تکراری بودن آن آسان)

$$M_{pr} = 1.1 R_y Z f_y = 1.1 \times 1.2 \times 2194000 \times 360 = 1042 \text{ kN.m}$$

$$q_u = 1.2 D + 0.5 L = 1.2 \times 60 + 0.5 \times 30 = 87 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_u = \frac{2 M_{pr}}{L} + \frac{q_u L}{2} = \frac{2 \times 1042}{5} + \frac{87 \times 5}{2} = 634 \text{ kN}$$

۱۰-۳-۷ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی معمولی

۱۰-۳-۷-۲ اتصالات تیر به ستون

اتصالات تیر به ستون در قاب‌های خمشی معمولی باید دارای شرایط زیر باشند.

الف) در طراحی اتصالات تیر به ستون و نیز وصله تیرهای این نوع قاب‌های خمشی می‌توان محل تشکیل مفصل پلاستیک را در محل اتصال تیر به ستون در نظر گرفت.

ب) مقاومت خمشی مورد نیاز (M_u) اتصال تیر به ستون باید از رابطه زیر تعیین شود.

$$M_u = 1/8 R_y M_p \quad (10-3-7-2)$$

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده مصالح تیر مطابق مقادیر

جدول ۱۰-۳-۲-۱

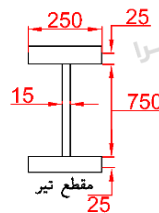
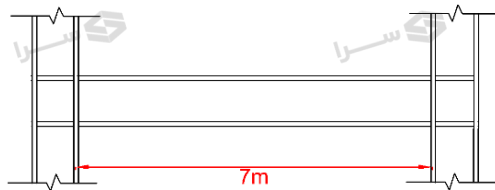
M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل اتصال تیر به ستون

پ) مقاومت برشی مورد نیاز (V_u) اتصال تیر به ستون باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی

بارهای ثقلی ضریب‌داری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و برش لرزه‌ای ناشی از $M_{pr} = 1/8 R_y M_p$

در دو انتهای تیر، تعیین شود.

۵۳- تیر شکل زیر مربوط به یک دهانه از یک قاب خمشی ویژه است. براساس اطلاعات موجود در شکل، کدام یک از اتصالات از پیش تأییدشده زیر برای اتصال این تیر به ستون مجاز نیست؟ ابعاد مقطع تیر به میلی متر است.



WUF-W (۱)

RBS (۲)

BUEEP (۳)

BFP (۴)

پاسخ صحیح سوال:

گزینه «۴» صحیح است. (سطح سوال با توجه به تکراری بودن آن آسان)

در اتصال BFP عمق تیر در قابهای خمشی ویژه نباید بیش از یک نهم دهانه آزاد تیر باشد:

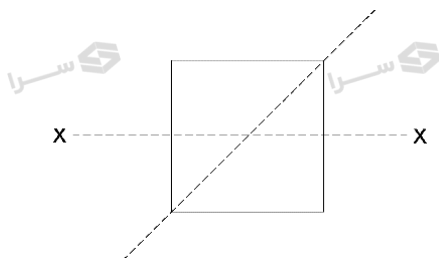
$$d \leq \frac{L_n}{9} = \frac{7000}{9} = 777 \text{ mm}$$

در حالیکه ارتفاع کلی مقطع تیر برابر 800 mm می باشد و بنابراین نمی توان از اتصال BFP استفاده نمود.

۱۰-۳-۱۳-۴ اتصال گیردار پیچی به کمک ورق های روسری و زیرسری (BFP)

(۱۳) نسبت دهانه آزاد تیر به عمق مقطع آن نباید از ۹ در قاب های خمشی ویژه و از ۷ در قاب های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود.

۵۴- در مقطع مربعی شکل توخالی جدار نازک شکل زیر، نسبت اساس مقطع پلاستیک حول محور $\xi - \xi$ به اساس مقطع پلاستیک حول محور $x-x$ به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ ضخامت جدارها نسبت به ابعاد مقطع بسیار کوچک فرض شود.



۰.۷۱ (۱)

۱.۰ (۲)

۱.۲۵ (۳)

۰.۹۴ (۴)

پاسخ صحیح سوال:

گزینه «۴» صحیح است. (سطح سوال با توجه به تکراری بودن آن آسان)

اگر طول هر ضلع برابر l و ضخامت جداره هر کدام از اضلاع t باشد، داریم:

$$\left. \begin{aligned} Z_x &= 2 \left(lt \times \frac{l}{2} \right) + 2 \left(\frac{tl^2}{4} \right) = 1.5 \, tl^2 \\ Z_\xi &= 4 \left(lt \times \frac{l\sqrt{2}}{4} \right) = 1.41 \, tl^2 \end{aligned} \right\} \frac{Z_\xi}{Z_x} = \frac{1.41}{1.5} = 0.94$$

$$Z_\xi = 4 \left(lt \times \frac{l\sqrt{2}}{4} \right) = 1.41 \, tl^2$$

دوره اتصالات در سازه‌های فولادی



کلیک کنید!

مرکز تشریح و آموزش های تخصصی صنعت ساختمان
۰۲۱-۲۲۶۳۸۷۱۳
۰۲۱-۲۲۶۳۸۷۱۴

آنلاین ✓

۲۴ ساعت ✓

با تدریس دکتر علیرضا فاروقی ✓



OmranSara.ir

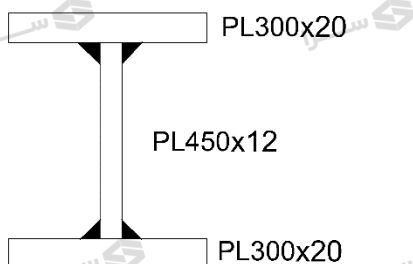


AzmoonSara.org

سرا الگوی برتر آموزش های حرفه ای در صنعت ساختمان

۵۵- در صورتی که بخواهیم برای یک تیر با مقطع شکل زیر که در یک قاب خمشی متوسط مورد استفاده قرار گرفته است. مهار جانبی در نظر بگیریم. این مهارهای جانبی باید حدوداً برای حداقل چه نیرویی طراحی شوند؟ در شکل ابعاد به میلی‌متر است.

$$F_y = 240 \text{ Mpa}$$



120 kN (۱)

100 kN (۲)

110 kN (۳)

130 kN (۴)

پاسخ صحیح سوال:

گزینه «۱» صحیح است. (سطح سوال با توجه به تکراری بودن آن آسان)

$$P_{bu} = 0.06 R_y F_y \frac{Z_b}{h_0} = 0.06 \times 1.15 \times 240 \times \frac{300 \times 20 \times 470 + \frac{12 \times 450^2}{4}}{470}$$

$$= 120.7 \text{ kN}$$

۱۰-۳-۶ الزامات لرزه‌ای مهار جانبی تیرها در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه

در ارتباط با مهار جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه الزامات زیر باید تأمین شوند.

پ) مهارهای جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای باید مطابق رابطه ۱۰-۳-۶ برای نیرویی حداقل برابر با P_{bu} طراحی شوند.

$$P_{bu} = 0.06 R_y F_y Z_b / h_0 \quad (۱۰-۳-۶)$$

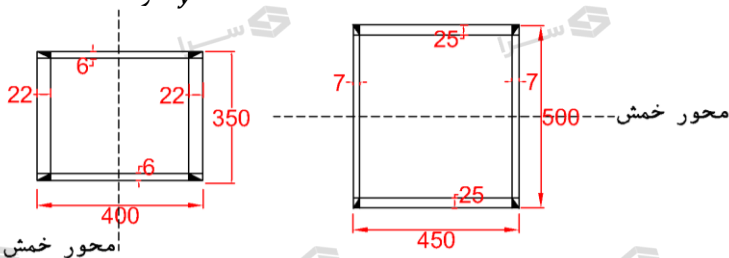
که در آن:

Z_b = اساس مقطع پلاستیک مقطع تیر

h_0 = فاصله مرکز تا مرکز بال‌های تیر

۵۶- در صورتی که مقاطع (الف) و (ب) به عنوان ستون مورد استفاده قرار گیرند، با در نظر گرفتن $C_a = 0.15$ کدام گزینه صحیح است؟ در شکل ابعاد به میلی متر است.

$$E = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \text{ و } F_y = 240 \text{ MPa}$$



(۱) مقاطع (الف) و (ب) در قاب خمشی ویژه مجاز هستند.

(۲) مقطع (الف) در قاب خمشی متوسط و مقطع (ب) در قاب خمشی ویژه مجاز است.

(۳) مقطع (الف) در قاب خمشی ویژه و مقطع (ب) در قاب خمشی متوسط مجاز است.

(۴) مقاطع (الف) و (ب) در قاب خمشی ویژه مجاز نیستند.

پاسخ صحیح سوال:

گزینه «۲» صحیح است. (سطح سوال با توجه به تکراری بودن آن متوسط)

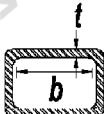
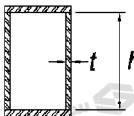
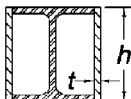
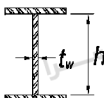
$$\text{ستون در قاب ویژه} \left\{ \begin{array}{l} \frac{b}{t} \leq 0.6 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 17.32 \\ \frac{h}{t_w} \leq 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a) = 61.8 \end{array} \right.$$

$$\text{ستون در قاب متوسط} \left\{ \begin{array}{l} \frac{b}{t} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 32.33 \\ \frac{h}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33 - C_a) = 70.48 \end{array} \right.$$

$$\text{الف} \quad \begin{cases} \frac{b}{t} = \frac{436}{25} = 17.44 \text{ متوسط} \\ \frac{h}{t_w} = \frac{450}{7} = 64.28 \text{ متوسط} \end{cases}$$

$$\text{ب} \quad \begin{cases} \frac{b}{t} = \frac{338}{22} = 15.3 \text{ ویژه} \\ \frac{h}{t_w} = \frac{356}{6} = 59.33 \text{ ویژه} \end{cases}$$

جدول ۱-۴-۳-۱۰ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری اعضای با شکل پذیری متوسط و زیاد

مثال های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزا	۴/۱	
	λ_{hd}	λ_{md}				
 	$0.155 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad [2]$	$0.164 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad [2]$	b/t بال های متقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) b/t بال های مقاطع قوطی شکل ساخته شده از ورق	۴		
  	برای $C_a \leq 0.125$ $2/45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0.93 C_a)$ برای $C_a > 0.125$ $0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2/93 - C_a) \geq 1/49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ که در آن: $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$	برای $C_a \leq 0.125$ $3/26 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 2/75 C_a)$ برای $C_a > 0.125$ $1/12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2/33 - C_a) \geq 1/49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ که در آن: $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$	h/t_w h/t h/t	جان مقاطع I شکل نورد شده و ساخته شده از ورق وقتی به عنوان تیر یا ستون به کار می روند ورق های کناری مقاطع I شکل قوطی شده وقتی به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار می گیرند جان مقاطع I شکل قوطی شکل ساخته شده از ورق هرگاه به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار می گیرند	۶	

یادداشت:

[۲] در مقاطع I شکل قوطی شده و مقاطع قوطی شکل ساخته شده از ورق اگر به عنوان ستون مورد استفاده قرار

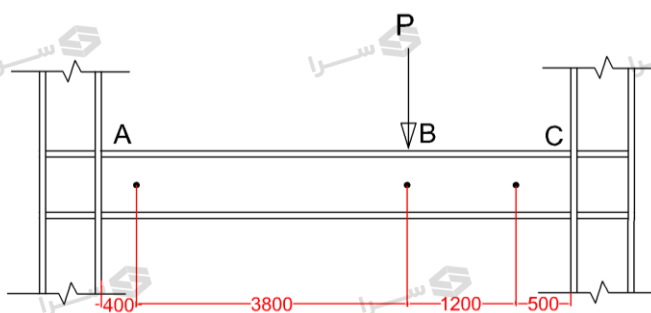
گیرند محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اعضای با شکل پذیری زیاد می تواند به $0.16 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ محدود شود.

[۳] نسبت پهنا به ضخامت در بال های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و بال های مقاطع قوطی شکل

ساخته شده از ورق در صورتی که به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار گیرند، می تواند به

$1/12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ محدود شود.

۵۷- مطابق شکل زیر در یک قاب خمشی فولادی با شکل پذیری متوسط، از تیری استفاده شده است که محل تشکیل مفصل پلاستیک در سمت چپ 400 mm و در سمت راست 500 mm از بر ستون فاصله دارد. در نقطه B بارهای متمرکز مرده و زنده بدون ضریب، به ترتیب 100 kN و 70 kN (غیرقابل کاهش چه در مقدار و چه در ضریب بار) به تیر وارد می شود. چنانچه در محل هر دو مفصل پلاستیک $M_{pr} = 325 \text{ kN.m}$ فرض شود، نسبت مقاومت خمشی موردنیاز اتصال C به مقاومت خمشی موردنیاز اتصال A به کدامیک از گزینه های زیر نزدیک تر است؟ از وزن تیر صرف نظر شود، در شکل ابعاد به میلی متر است.



1.3 (۱)

1 (۲)

1.1 (۳)

1.2 (۴)

پاسخ صحیح سوال:

گزینه «۴» صحیح است. (سطح سوال متوسط)

بار متمرکز ضریب دار برابر است با $P_u = 1.2P_D + P_L = 120 + 70 = 190 \text{ kN}$

عکس العمل ناشی از بار متمرکز در محل مفصل سمت چپ برابر است با:

$$P_{uL} = \frac{P_u \times 1.2}{5} = 45.6 \text{ kN}$$

عکس العمل ناشی از بار متمرکز در محل مفصل سمت راست برابر است با:

$$P_{uR} = \frac{P_u \times 3.8}{5} = 144.4 \text{ kN}$$

محاسبه لنگر مورد نیاز اتصال در سمت راست تیر:

برش در محل مفصل پلاستیک سمت راست تیر

$$V_{pr-R} = \frac{2M_{pr}}{L_h} + P_{uR} = \frac{2 \times 325}{5} + 144.4 = 274.4 \text{ kN}$$

خمشی در اتصال سمت راست تیر

$$M_{u-R} = M_{pr} + V_{pr-R} \times 0.5 = 325 + 274.4 \times 0.5 = 462 \text{ kN.m}$$

محاسبه لنگر مورد نیاز اتصال در سمت چپ تیر:

برش در محل مفصل پلاستیک سمت چپ تیر

$$V_{pr-L} = \frac{2M_{pr}}{L_h} + P_{uL} = \frac{2 \times 325}{5} + 45.6 = 175.6 \text{ kN}$$

خمشی در اتصال سمت چپ تیر

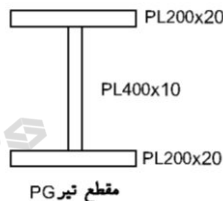
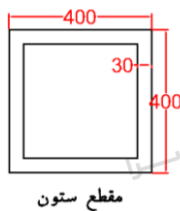
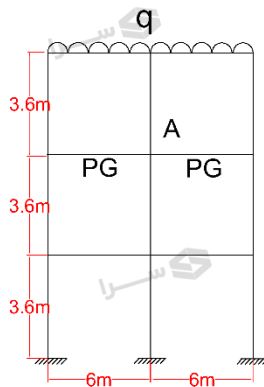
$$M_{u-L} = M_{pr} + V_{pr-L} \times 0.5 = 325 + 175.6 \times 0.4 = 395 \text{ kN.m}$$

نسبت لنگر ها برابر است با

$$\frac{M_{u-R}}{M_{u-L}} = \frac{462}{395} = 1.17$$

۵۸- در قاب خمشی فولادی ویژه شکل زیر به منظور کنترل ستون قوی - تیر ضعیف نسبت لنگر خمشی ستون به تیر برای گره A به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ نوع اتصال WUF-W است. $F_y = 235 \text{ MPa}$ برای تیر و ستون است. به منظور سهولت حل، فرض نمائید نیروی محوری ستون میانی در تمام طبقات ناشی از حالت های بارگذاری مرده، زنده و زلزله به شرح زیر بوده و نیروی محوری ناشی از بارهای زنده چه به لحاظ مقدار و چه به لحاظ ضرایب بار، غیرقابل کاهش می باشد. ابعاد روی شکل مقطع تیر و ستون به میلی متر هستند.

$$P_D = 1500 \text{ kN}, P_L = 500 \text{ kN}, P_E = 400 \text{ kN}$$



1.27 (۱)

1.14 (۲)

1.57 (۳)

1.72 (۴)

پاسخ صحیح سوال:

گزینه «۲» صحیح است. (سطح سوال با توجه به تکراری بودن متوسط)

لنگر و برش در محل مفصل پلاستیک تیرها (بر ستون) برابر است با:

$$M_u = M_{pr} = C_{pr} R_r Z F_y = 1.4 \times 1.15 \times \left(200 \times 20 \times 420 + \frac{10 \times 400^2}{4} \right) \times 235$$

$$= 787 \text{ kN.m}$$

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_n} = \frac{2 \times 787}{5.6} = 281 \text{ kN}$$

مجموع لنگر تیرها در آکس ستون برابر است با:

$$\sum M_{pb}^* = 2 \left(M_u + V_u \times \frac{0.4}{2} \right) = 2(787 + 281 \times 0.2) = 1686 \text{ kN.m}$$

مقاومت خمشی ستونها در گره A برابر است با:

$$\sum M_{pc}^* = 2 \times Z_c \left(F_y - \frac{1.2P_D + P_L + \Omega_0 P_E}{A_g} \right)$$

$$\sum M_{pc}^* = 2 \times \left(\frac{400^3}{4} - \frac{340^3}{4} \right) \left(235 - \frac{1.2 \times 1500000 + 500000 + 3 \times 400000}{400^2 - 340^2} \right)$$

$$= 1928 \text{ kN.m}$$

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = \frac{1928}{1686} = 1.143$$

۱۰-۳-۹-۲ نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر

در کلیه گره‌های اتصالات خمشی تیر به ستون باید به طور مجزا در امتداد هریک از محورهای اصلی مقطع ستون رابطه زیر برآورده گردد.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0 \quad (1-9-3-10)$$

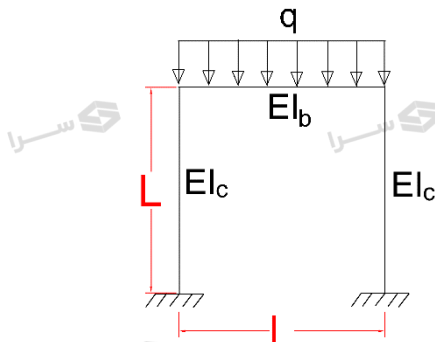
که در آن:

$\sum M_{pc}^*$ = مجموع لنگرهای خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال در امتداد مورد نظر مطابق با رابطه زیر:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g) \quad (2-9-3-10)$$

$\sum M_{pb}^*$ = مجموع تصاویر لنگرهای خمشی تیرها در گره اتصال نسبت به راستای مورد نظر. این لنگرهای خمشی باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریب‌داری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه‌ای ناشی از لنگر خمشی $M_{pr} = C_{pr} R_{yb} M_{pb}$ در محل تشکیل مفصل پلاستیک نسبت به محور ستون تعیین شوند (شکل ۱۰-۳-۸-۱).

۵۹- در قاب شکل زیر به ازای چه نسبتی از $\frac{EI_c}{EI_b}$ ، لنگر خمشی حداکثر در عضو افقی دارای کمترین مقدار است؟ از تغییر طول محوری و تغییر شکل برشی اعضا و نیز از آثار مرتبه دوم صرف نظر شود.



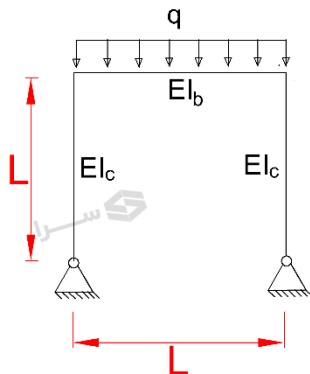
1 (۱)

2 (۲)

$\frac{2}{9}$ (۳)

$\frac{1}{3}$ (۴)

پاسخ صحیح سوال:



با توجه به تقارن مسئله، سازه تغییر شکل جانبی

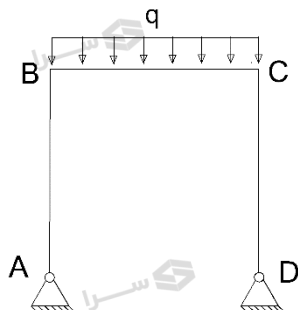
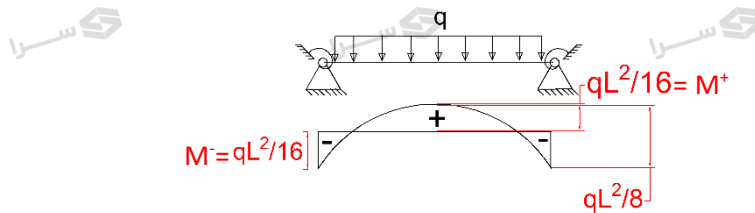
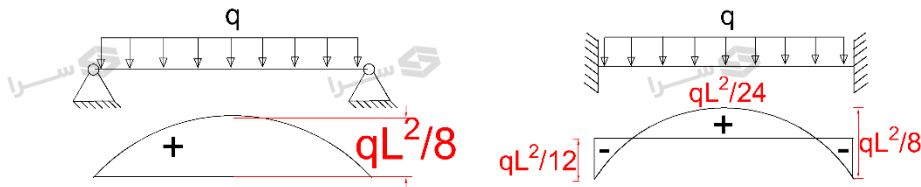
ندارد. برای حداقل شدن لنگر تیر باید لنگر ماکزیمم

مثبت و منفی با هم برابر باشد. از سوی دیگر

می‌دانیم، در تیر دو سر مفصل و تیر دو سر گیردار

دیگرام خمش مطابق اشکال زیر است.

که در آن مقدار مجموع لنگر منفی ماکزیمم و مثبت ماکزیمم $\frac{ql^2}{8}$ است. در نتیجه اگر سختی دورانی ستونها را K_c در نظر بگیریم، سختی ستونها باید به گونه‌ای باشد که لنگر انتهای ستونها و تیرها $\frac{ql^2}{16}$ باشد.



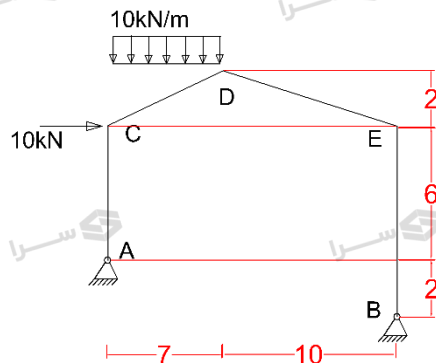
$$\begin{cases} K_{AB} = \frac{3EI_c}{l} \\ K_{BC} = \frac{2EI_b}{l} \end{cases} \text{ با توجه به تقارن}$$

$$M_{BA} = \frac{K_{AB}}{K_{AB} + K_{BC}} \times \frac{ql^2}{12} = \frac{3EI_c/l}{\frac{3EI_c}{l} + \frac{2EI_b}{l}} \times \frac{ql^2}{12} = \frac{ql^2}{16}$$

$$12I_c = qI_c + I_b \Rightarrow 3I_c = 6I_b \Rightarrow I_c/I_b = 2$$

گزینه «۲» صحیح است.

۶۰- در شکل یک قاب دو بُعدی شیب‌دار تحت بارهای وارد بر آن نشان داده شده است. تحلیل الاستیک مرتبه اول نشان می‌دهد صرف‌نظر از علامت، لنگر خمشی ایجادشده در گره E از تیر DE برابر 100 kN.m است. بر این اساس لنگر خمشی در گره C از تیر CD صرف‌نظر از علامت به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ ابعاد روی شکل به متر است.



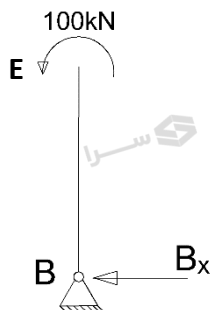
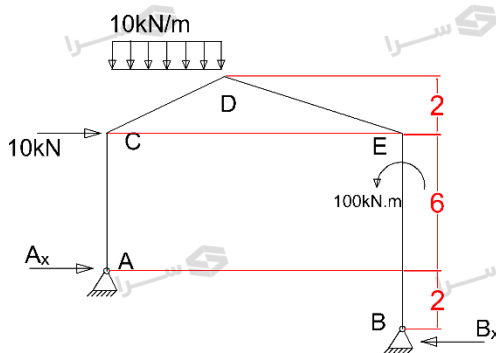
۲۵ kN.m (۱)

۱۳۵ kN.m (۲)

۴۰ kN.m (۳)

۱۵ kN.m (۴)

پاسخ صحیح سوال:

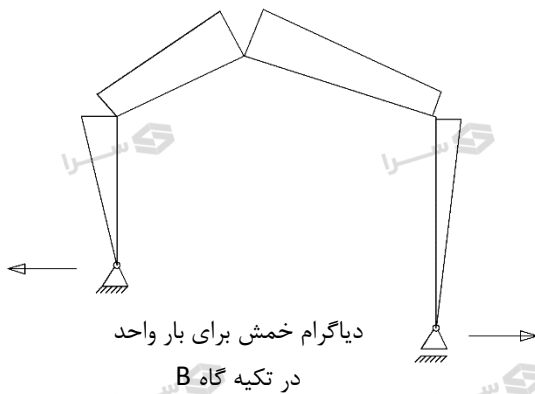
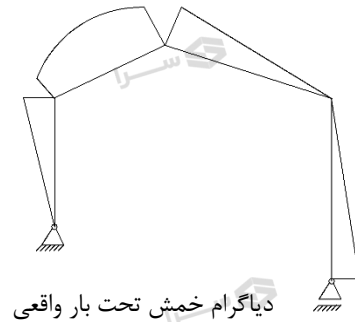
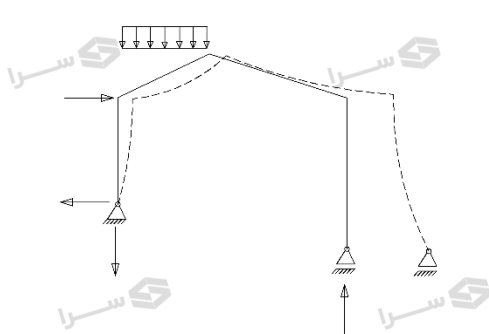


$$\sum M_E^{BE} = 0 \Rightarrow B_x \times 8 = 100 \Rightarrow B_x = 12.5 \text{ kN}$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow A_x + 10 = 12.5 \Rightarrow A_x = 2.5 \text{ kN}$$

$$\sum M_C^{AC} = 0 \Rightarrow M_C = 2.5 \times 6 = 15 \text{ kN.m}$$

باید دقت نمود که اگر جهت لنگر ساعتگرد در نظر گرفته شود جهت عکس العمل B_x بالعکس خواهد بود که نمی‌تواند صحیح باشد. برای درک این منظور کافی است قید افقی تکیه‌گاه B آزاد شود و دیاگرام تغییر شکل آن رسم شود.



گزینه «۴» صحیح است.

تحلیل غیرخطی

بانرم افزار

SAP 2000

همراه با اعطای مدرک بین‌المللی سازمان فنی حرفه‌ای

۰۲۱-۲۲۶۳۸۷۱۳
۰۲۱-۲۲۶۳۸۷۱۴

مرکز نشر و آموزش های
تخصصی صنعت ساختمان



کلیک کنید

با تدریس دکتر علیرضا فاروقی

۳۰ ساعت آموزش آنلاین



کیفیت بالا و سطح
تخصصی آموزش‌ها



بالاترین آمار
قبولی در کشور



مجرب‌ترین اساتید
حرفه‌ای در سطح کشور



پشتیبانی علمی تا
قبولی در آزمون

راه‌های ارتباطی با سرا

 OmranSara.ir  AzmoonSara.org

۲۲۶۳۸۷۱۳ - ۲۲۶۳۸۷۱۴ (۰۲۱)

 OmranSara.ir  OmranSara_ir

تهران، خ شهید کلاهدوز (دولت)، خ جلالی، پلاک ۲۰